

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

RÉSISTANCE MÉCANIQUE DES BARRAGES AVEC FISSURATION
RÉPARÉS PAR INJECTION : ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DES PRODUITS À
BASE D'ÉPOXY

ALEX CONSTANTIN

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2015

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

RÉSISTANCE MÉCANIQUE DES BARRAGES AVEC FISSURATION
RÉPARÉS PAR INJECTION : ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DES PRODUITS À
BASE D'ÉPOXY

présenté par : CONSTANTIN Alex

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph. D, président

M. LÉGER Pierre, Ph. D, membre et directeur de recherche

M. QUIRION Marco, Ph. D., membre

REMERCIEMENTS

Plusieurs intervenants ont apporté leur soutien pour la réalisation de ce projet. J'aimerais remercier tous les ingénieurs d'Hydro-Québec qui ont d'abord initié la réalisation de ce projet de recherche par le soutien financier de l'entreprise, les collaborations techniques fructueuses et le suivi continu du projet. De plus, leur disponibilité et les échanges de savoir-faire qu'ils ont su apporter au projet a permis de faciliter sa réalisation et d'améliorer sa qualité.

Tous les membres de la compagnie Krytex ont grandement permis à la réalisation de la phase expérimentale du projet. Ils ont généreusement fourni la pompe à époxy ainsi que tout l'équipement connexe et les produits d'époxy permettant la réalisation de l'injection en laboratoire, sans compter l'expertise technique qui nous a été fourni. À ce niveau, il est important de remercier monsieur Philippe Bourbeau, qui a procuré une aide considérable en nous fournissant l'expertise technique nécessaire pour la réalisation de l'injection d'époxy en laboratoire. Toute l'équipe de Krytex, motivée par un intérêt marqué pour le développement et la recherche dans le domaine d'expertise de l'injection d'époxy, a ainsi grandement participé à la réalisation de la phase expérimentale du projet.

Michel Lessard et Robert Lapointe, respectivement de chez Euclid Canada et Sika Canada, ont aussi participé au succès de la phase expérimental du projet en fournissant généreusement leurs produits d'époxy.

Des remerciements sont bien sûr dus à tout le personnel de laboratoire de structures de Polytechnique Montréal. Par sa disponibilité et son dévouement envers le projet, chaque membre de l'équipe du laboratoire a pu faire en sorte que non seulement le projet se réalise avec succès, mais de rendre l'expérience en laboratoire enrichissante, grandement facilitée et agréable.

Je dois remercier mon directeur de recherche, M. Pierre Léger, avec qui de nombreuses heures de rencontre, de discussion et de révision ont été passées sur ce projet. Son implication, son organisation et sa confiance ont contribué énormément à ce travail et à rendre cette expérience sincèrement agréable.

Finalement, de sincères remerciements sont dus à tous mes collègues, qui ont su apporter soutien et assistance tout au long de notre « cohabitation », et qui ont pu rendre cette expérience fortement agréable et plaisante.

RÉSUMÉ

Pour évaluer la résistance mécanique d'une fissure dans le béton réparée par injection d'époxy, 30 spécimens cylindriques en béton structural de 150mm de diamètre ont été fabriqués. Un montage d'essai expérimental en traction directe a été élaboré afin de (1) fissurer les spécimens cylindriques vierges et (2) déterminer la résistance à la traction directe des fissures réparées par injection d'époxy.

Plusieurs paramètres d'injection ont été considérés dans le programme expérimental afin d'évaluer l'influence de ceux-ci sur la qualité de la réparation. Ainsi les paramètres évalués sont des produits d'époxy de 3 fournisseurs différents (produits A, B et C), 2 conditions d'humidité de la fissure lors de l'injection (sèche et humide) et 3 différentes ouvertures (2, 1 et 0mm) et 1 état de contrainte de la fissure lors de l'injection (200kPa).

Les essais sur les spécimens réparés ont démontré 4 types de ruptures, soient (1) la rupture typique en traction directe, pour laquelle la rupture se produit hors de la fissure réparée, (2) la rupture en traction combinée à un effet de flexion, aussi hors de la fissure réparée, (3) la rupture avec des traces d'époxy non-durci dans la fissure initiale et (4) la rupture avec des traces d'époxy durci. Le type de rupture peut être tributaire de la qualité de la réparation, des paramètres d'injection testés dans le programme expérimental, du montage expérimental ou du spécimen de béton. La résistance à la traction des spécimens a pu varier en fonction du type de rupture se produisant, mais une réparation adéquate engendre un spécimen ayant une résistance à la traction correspondant à celle du béton sain. L'adhérence de l'époxy au béton est donc supérieure à la résistance à la traction du béton sain.

Les 3 produits d'époxy utilisés (A, B et C) présentent une performance comparable pour une injection en milieu sec. L'injection dans une fissure humide a légèrement influencé à la baisse la performance du produit d'époxy A, et n'a eu aucun impact sur la performance des produits B et C.

Les analyses du comportement mécanique des spécimens lors des essais ont permis de déterminer une rigidité en traction d'une fissure réparée adéquatement allant de 0,256 à 0,464 kN/mm/mm².

Des modèles d'éléments finis 3D des spécimens testés au laboratoire ont été développés pour déterminer (1) l'effet des plaques d'acier collés aux extrémités, et (2) l'effet de l'encoche sur l'intensité et la distribution des contraintes. La méthode de modélisation utilisée afin de simuler le

comportement élastique en traction d'une fissure réparée par injection d'époxy consiste à intégrer d'une mince couche d'éléments, auxquels est attribué un module d'élasticité dérivé des valeurs de rigidité de fissure obtenu expérimentalement. Le comportement issu de ce modèle numérique est comparable à celui obtenu expérimentalement. L'encoche produit une concentration de contraintes au pourtour de la fissure.

ABSTRACT

To evaluate the mechanical strength in tension of a concrete crack repaired by epoxy injection, 30 cylindrical structural concrete specimens, 150 mm in diameter, have been built. An experimental testing apparatus for direct tension test has been developed (1) to crack the virgin specimens and (2) to determine the direct tensile resistance of the specimen repaired by epoxy injection.

Several injection parameters have been considered in the experimental program to evaluate their effects on the quality of the repair. The evaluated parameters are 3 epoxy products (A, B and C) from different suppliers, 2 moisture conditions of the crack during its injection (dry and moist) and 3 different crack openings (2mm, 1mm and 0mm) and one compressive state of on the crack during its injection (200kPa).

The tests on the repaired specimens have shown 4 types of failure, which are (1) the typical direct tensile failure, for which the rupture occurs out of the repaired crack, (2) the failure caused by a combination of tension and bending, which also occurs outside of the repaired crack, (3) the failure with traces of uncured epoxy in the initial crack and (4) the failure with traces of cured epoxy. The type of failure can be due to the quality of the repair, the injection parameters tested in the experimental program, the experimental testing apparatus or the concrete specimen. Tensile resistance of the specimens vary depending on the type of failure that occurs, but an adequate repair generates a tensile strength of the specimen corresponding to that of sound concrete. Epoxy adherence to concrete is therefore greater than the tensile resistance of sound concrete.

The 3 epoxy products evaluated (A, B and C) all had similar performances for an injection in a dry crack. Injection in moist crack has slightly lowered the performance of product A, and has no impact on the performance of products B and C.

Analysis of the mechanical behaviour of the tested specimens allowed to determine tensile stiffnesses of an adequately repaired crack ranging from 0,256 to 0,464 kN/mm/mm².

Three-dimensional finite elements models of the specimens tested experimentally have been developed to determine (1) the effect of the bonded plates on the specimen and (2) the effect of the circular notch on the tensile stress intensity and distribution. The modelling approach used to simulate the elastic tensile behaviour of a crack repaired by epoxy injection consists of incorporating of a thin layer of elements (2mm), for which is assigned an elastic modulus derived

from the stiffness values experimentally determined. The behaviour issued from this numerical model is similar to that of the experimental tests. The circular notch creates a stress concentration at the periphery of the crack.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT	VI
TABLE DES MATIÈRES	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
LISTE DES FIGURES.....	XIII
LISTE DES ANNEXES	XIX
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE : INJECTION DES FISSURES DANS LE BÉTON ET MATÉRIAUX D'INJECTION	4
1.1 Comportement mécanique des barrages en béton	7
1.1.1 Barrage poids.....	8
1.1.2 Barrage voûte	9
1.1.3 Barrage à contreforts	9
1.1.4 Conception et construction d'un barrage	9
1.2 Caractéristiques mécaniques du béton de masse	10
1.2.1 Description générale – matériel et mélange	10
1.2.2 Résistance à la compression.....	11
1.2.3 Résistance à la traction.....	13
1.2.4 Énergie de fissuration.....	17
1.2.5 Résistance au cisaillement.....	18
1.2.6 Résistance en contraintes multiaxiales	19
1.2.7 Propriétés élastiques.....	19

1.2.8	Comportement sous sollicitations dynamiques	20
1.3	Fissuration des barrages et stratégies de réhabilitation	21
1.3.1	Causes de fissuration	21
1.3.2	Classement/caractérisation des fissures	25
1.3.3	Méthodes de réhabilitation des fissures	27
1.4	Produits d'injection	30
1.4.1	Coulis cimentaires	30
1.4.2	Coulis à base de produits chimiques	32
1.5	Réparation des fissures par injection de coulis cimentaire	34
1.5.1	Rhéologie et caractéristiques mécaniques des coulis cimentaires	34
1.5.2	Méthodes d'injection, contrôle de qualité et mise en œuvre	39
1.6	Réparation des fissures par injection de matériau époxyde	44
1.6.1	Rhéologie et caractéristiques mécanique des matériaux époxydes	44
1.6.2	Procédure d'injection, contrôle de qualité, mise en œuvre	56
1.7	Sélection des produits d'injection en fonction des caractéristiques des fissures basée sur des études de cas	57
1.7.1	Barrage voûte de Zillergründl	58
1.7.2	Barrage de Flumendosa	60
1.7.3	Barrage El Atazar	62
1.7.4	Produit d'époxy HCC	63
1.8	Conclusions	68
CHAPITRE 2 INJECTION DES FISSURES AU BARRAGE DANIEL-JOHNSON		69
2.1	Fissuration du barrage Daniel-Johnson	70
2.1.1	Voûte 3-4	75
2.2	Historique des injections au barrage Daniel-Johnson	80

2.2.1	Injection des fissures plongeantes avant le moratoire de 1985	80
2.2.2	Injection des fissures plongeantes après le moratoire	81
2.3	État actuel et campagnes d'injection à venir	81
2.3.1	Fissures plongeantes.....	81
2.3.2	Fissures obliques	82
2.3.3	Choix des produits d'injection	82
2.4	Conclusions	83
CHAPITRE 3 ESSAIS EXPÉRIMENTAUX SUR SPÉCIMENS CYLINDRIQUES DE BÉTON RÉPARÉS PAR INJECTION D'ÉPOXY		84
3.1	Spécimens cylindriques.....	84
3.2	Programme expérimental	87
3.2.1	Fabrication des spécimens.....	91
3.2.2	Méthode de chargement et fissuration des spécimens	94
3.2.3	Injection des spécimens.....	98
3.3	Présentation et analyse des résultats expérimentaux.....	105
3.3.1	Résistance à la traction des spécimens vierges et réparés	106
3.3.2	Étude du comportement mécanique des spécimens réparés.....	116
3.3.3	Conclusions et remarques sur les résultats obtenus	127
CHAPITRE 4 MODÉLISATION ET ANALYSES PAR ÉLÉMENTS FINIS		129
4.1	Évaluation du montage expérimental en traction directe	129
4.1.1	Modèle de cylindre sans encoche.....	129
4.1.2	Modèle de cylindre avec encoche	131
4.2	Modèle simplifié de cylindre fissuré et réparé par injection d'époxy – Comparaison aux résultats expérimentaux.....	134
4.3	Autres méthodes possibles de modélisation de fissure réparée par injection d'époxy	142

CHAPITRE 5	PERSPECTIVES DE TRAVAUX DE RECHERCHE FUTURS	144
5.1	Développement d'essais mécaniques	144
5.1.1	Spécimens de béton de masse	144
5.1.2	Spécimens soumis à des sollicitations représentatives des conditions in-situ	146
5.2	Études Numériques	147
CONCLUSION	149
BIBLIOGRAPHIE	152
ANNEXES	156

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Mélange du béton de masse au barrage Daniel-Johnson (Gallagher, 2012)	11
Tableau 2 : Relation entre les résistances en traction et en compression (ICOLD, 2008).....	15
Tableau 3 : Mélanges de coulis cimentaire équivalents utilisé au barrage Daniel-Johnson (Gallagher, 2012)	39
Tableau 4 : Principales caractéristiques mécaniques de la résine d'époxy HCC-IJ-BV utilisée au barrage Susqueda (Iglesias & Almagro, 2011)	67
Tableau 5 : Paramètres d'injection de la phase 1	88
Tableau 6 : Paramètres d'injection de la phase 2	88
Tableau 7 : Combinaison des paramètres d'injection et nombre de spécimens pour chaque phase	89
Tableau 8 : Composition du béton utilisé dans la fabrication des spécimens	91
Tableau 9 : Caractéristiques mécaniques du béton obtenues par les essais de caractérisation	92
Tableau 10 : Propriétés des trois produits d'époxy utilisés pour l'injection de fissure	99
Tableau 11 : Résistance des spécimens de la phase 1	107
Tableau 12 : Résistance des spécimens de la phase 2	108
Tableau 13 : Rigidité des spécimens et des fissures réparées – Phase 1	125
Tableau 14 : Rigidité des spécimens et des fissures réparées – Phase 2	125
Tableau 15 : Rigidité des spécimens Phase 2-BH-2mm	127
Tableau 16 : Caractéristiques du béton des spécimens d'essais supplémentaires.....	157
Tableau 17 : Force et contrainte de traction à la rupture des essais supplémentaires	158

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Fissuration au barrage Daniel-Johnson (Gallagher, 2012)	1
Figure 2 : Figure conceptuelle des aspects de l'injection (1) (Léger, 2005)	5
Figure 3 : Figure conceptuelle des aspects de l'injection (2) (Léger, 2005)	6
Figure 4 : Test en traction : a) Test en traction directe; b) Essai brésilien; c) Module de rupture; d) Wedge splitting test	13
Figure 5 : Specimen cylindrique avec barre d'armature sectionnée intégrée (Lin, Cheng, Huang, et Cheng, 2013)	16
Figure 6 : Analyse par ÉF démontrant l'uniformité de la répartition des contraintes de traction à la section du spécimen (Lin, Cheng, Huang, et Cheng, 2013)	16
Figure 7 : Montage expérimental d'un essai sur spécimen cylindrique avec doubles plaques boulonnées et collées (Kim et Taha, 2014)	17
Figure 8 : Courbe de contrainte-ouverture de fissure selon loi linéaire (a) et bilinéaire (b) (ICOLD, 2008)	18
Figure 9 : Courbe de contraintes-déformations du béton en compression (ICOLD, 2008)	20
Figure 10 : Causes de fissuration du béton (Léger, 2005)	22
Figure 11 : Fissuration sous divers types d'efforts (Lapointe, 1997)	25
Figure 12 : Types de fissures du barrage Daniel-Johnson (Lapointe, 1997)	26
Figure 13 : Méthode d'épingleage (Lapointe, 1997)	29
Figure 14 : Méthode de calfatage (ACI Committee 224, 1984)	29
Figure 15: Principe de la valeur GIN (Turcotte, et al., 1994)	42
Figure 16 : Influence de la température sur la viscosité de l'époxy (Zhou, et al., 2011)	45
Figure 17 : Comportement de déformation en traction de spécimens de mortier réparés à l'époxy en fonction de la température (Shin, et al., 2011)	48
Figure 18 : Relation entre le module élastique et la température de l'époxy (Shin, et al., 2011) ..	50

Figure 19 : Configuration du chargement pour module de rupture de poutre en flexion (Kan, et al., 2008).....	51
Figure 20 : Configuration du chargement pour rupture de poutre en cisaillement (Kan, et al., 2008)	52
Figure 21 : Angle de contact d'un fluide (Trout, 1997)	53
Figure 22 : Section en profil du barrage Zillergründl (QRZ, 2014).....	59
Figure 23 : Emplacement des fissures du Barrage Flumendosa (Silvano, et al., 1997)	61
Figure 24 : Fissure du barrage El Atazar à l'élévation 770m (Soriano Peña, et al., 1998)	63
Figure 25 : Fissures d'origine thermiques (rouge) et structurales (pointillés) au barrage Piedra del Aguila (Privileggi, et al., 2012).....	64
Figure 26 : Section en profil du barrage de Susqueda (Iglesias & Almagro, 2011)	66
Figure 27 : Fissuration au barrage Daniel-Johnson (Gallagher, 2012)	69
Figure 28 : Types de fissures au barrage Daniel-Johnson (Saleh, et al., 2011)	71
Figure 29 : Vue en élévation du barrage Daniel Johnson (a); Section de la voûte 3-4 (b); Fissures de la voûte 3-4 (c); Superficie de la fissure plongeante de la voûte 3-4 (d); Fissures de la voûte 3-4 (Dontsi Maken, 2012)	72
Figure 30 : Fissures obliques sur la face aval de la voûte 3-4 avant la mise en place des abris thermiques (Larivière, 1999).....	73
Figure 31 : Fissures plongeantes du BDJ (Saleh, et al., 2011).....	74
Figure 32 : Mesures d'ouverture des fissuromètres à bille de la voûte 3-4 aux plots Y, Z et S	76
Figure 33 : Mesures d'ouverture des extensomètres de forage de la voûte 3-4 aux plot T.....	77
Figure 34 : Position des fissuromètres à bille aux plots Y, Z et S de la voûte 3-4.....	78
Figure 35 : Position des extensomètres de forage aux plots Y, Z et S de la voûte 3-4	78
Figure 36 : Distribution des contraintes de traction maximales principales sur la face aval de la voûte 3-4; (a) E constant; (b) E réduit; (c) Fissuration diffuse; (d) Fissuration diffuse avec acier d'armature (Dontsi-Maken, Léger, et Roth).....	79

Figure 37 : Grille décisionnelle de choix de produit d'injection.....	83
Figure 38 : Spécimen cylindrique de béton de 6'' de diamètre et 12'' de longueur avec doubles plaques d'acier boulonnées	86
Figure 39 : Spécimen après surfacage des extrémités.....	93
Figure 40 : Spécimen après collage des plaques d'acier de 6'' de diamètre.....	93
Figure 41 : Fissure de retrait d'un spécimen dans le haut de l'encoche avant le début de l'essai .	94
Figure 42 : Montage d'essai en traction directe	95
Figure 43 : Montage d'essai en traction directe	96
Figure 44 : Montage d'essai en traction directe	96
Figure 45 : Composantes (A et B : Résine et durcisseur) de l'époxy B.....	99
Figure 46 : Composantes (A et B : Résine et durcisseur) de l'époxy B dans les réservoirs de la pompe	99
Figure 47 : Pompe à époxy à air comprimée utilisée pour toutes les injections	100
Figure 48 : Pompe à époxy à air comprimée utilisée pour toutes les injections	100
Figure 49 : Pompe à époxy à air comprimée utilisée pour toutes les injections	100
Figure 50 : Perçage des trous de 1/4'' dans la fissure pour insertion des tubes d'injection.....	101
Figure 51 : Insertion des 3 tubes d'injection dans les trous percés dans la fissure	101
Figure 52 : Époxy scellant pour colmatage de la fissure.....	102
Figure 53 : Époxy scellant pour colmatage de la fissure.....	102
Figure 54 : Colmatage de la fissure avec l'époxy scellant.....	102
Figure 55 : Pistolet d'injection, mixeur statique et bague liant le mixeur statique et le tube d'injection.....	102
Figure 56 : Spécimens mis en place pour l'injection	103
Figure 57 : Rupture de type 1 (Réparation réussie et comportement en traction directe typique)	109

Figure 58 : Rupture de type 2 (Effet de flexion important dès le début de l'essai, combiné à la présence d'une seconde fissure de retrait, à une faiblesse importante dans section ou à une excentricité du montage d'essai)	110
Figure 59 : Rupture de type 3 (Traces d'époxy non-durci).....	111
Figure 60 : Rupture de type 4 (Traces d'époxy durci)	111
Figure 61 : Résistance et type de rupture des spécimens de la phase 1 (Type 1 : Traction directe; Type 2 : Effet de flexion important; Type 3 : Traces d'époxy non-durci; Type 4 : Traces d'époxy durci)	113
Figure 62 : Résistance et type de rupture des spécimens de la phase 2 (Type 1 : Traction directe; Type 2 : Effet de flexion important; Type 3 : Traces d'époxy non-durci; Type 4 : Traces d'époxy durci)	115
Figure 63 : Courbes forces-déplacements et contraintes-déplacements de la Phase 1 (1).....	117
Figure 64 : Courbes forces-déplacements et contraintes-déplacements de la Phase 1 (2).....	118
Figure 65 : Courbes forces-déplacements et contraintes-déplacements de la Phase 2 (1).....	119
Figure 66 : Courbes forces-déplacements et contraintes-déplacements de la Phase 2 (2).....	120
Figure 67 : Comportement en traction du béton et du spécimen d'essai	122
Figure 68 : Système simplifié de calcul d'élasticité.....	123
Figure 69 : Modèle et maillage de spécimen sans encoche.....	130
Figure 70 : Distribution des contraintes de traction du spécimen sans encoche (contraintes affichées en psi)	130
Figure 71 : Modèle et maillage de spécimen avec encoche	132
Figure 72 : Distribution des contraintes de traction du modèle avec encoche (contraintes affichées en psi)	132
Figure 73 : Courbe force-déplacement du modèle de spécimen avec encoche avec identification des points correspondants aux incréments de déplacements A , B et C utilisés à la Figure 74	133

Figure 74 : Distribution des contraintes de traction aux éléments à la surface de la section transversale du spécimen délimitée par l'encoche pour les incréments de déplacements A , B et C tels qu'indiqués à la Figure 73 (les nombre 1 à 18 représente 18 points de calcul répartis selon le diamètre du spécimen).	133
Figure 75 : Modèle et maillage de spécimen avec fissure simulée	135
Figure 76 : Couche d'éléments de 2mm au centre de l'encoche simulant le comportement de la fissure réparée	135
Figure 77 : Courbes comparatives de la force en fonction du déplacement (1) du modèle avec encoche étudié à la section 4.1.2 et (2) du modèle avec couche d'éléments auxquels sont assignées les propriétés du béton.	136
Figure 78 : Essai de référence en laboratoire pour la calibration du modèle (tiré de la Figure 65)	137
Figure 79 : Distribution des contraintes de traction du modèle avec la couche d'éléments simulant le comportement de la fissure réparée (contraintes affichées en psi).....	138
Figure 80 : Distribution des contraintes de traction du modèle près de la couche d'éléments simulant le comportement de la fissure réparée	138
Figure 81 : Courbes comparatives de la force en fonction du déplacement des extensomètres pour (1) l'essai de référence en laboratoire, (2) le modèle numérique avec fissure simplifié avec $E=786\text{MPa}$, (3) le modèle numérique vierge de référence et (4) le modèle numérique avec fissure simplifié avec $E=1800\text{MPa}$	139
Figure 82 : Courbes comparatives de la force en fonction du déplacement total des modèles numériques	140
Figure 83 : Spécimen cylindrique de 18'' de diamètre de béton de barrage (Dolen, 2011)	145
Figure 84 : Système de chargement multiaxial de Polytechnique	146
Figure 85 : Système de chargement multiaxial à 6DDL disponible à Polytechnique	147
Figure 86 : Spécimen cylindrique avec trait de scie pour les essais supplémentaires	157
Figure 87 : Montage d'essai pour les essais supplémentaires	157

Figure 88 : Fissure du spécimen no1 suite à l'essai supplémentaire.....	159
Figure 89 : Fissure du spécimen no1 suite à l'essai supplémentaire.....	159
Figure 90 : Courbes forces-déplacements et contraintes-déplacements des extensomètres des essais supplémentaires	159

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1 : Essais en traction directe sur spécimens de béton cylindriques avec trait de scie.....	156
---	-----

INTRODUCTION

Les barrages en béton, comme toutes autres structures, sont tous tôt ou tard affectés par des détériorations structurales. Un important type de détérioration des barrages en béton est la fissuration, tant au niveau de la structure elle-même qu'au niveau de la fondation, laquelle peut apparaître autant durant la construction, la mise en eau ou l'exploitation de l'ouvrage. Plusieurs méthodes de réparation de fissures de barrages ont pu être mises en œuvre, notamment la réparation par injection de coulis cimentaire ou d'époxy.

Motifs de la recherche

Le barrage Daniel-Johnson, appartenant à Hydro-Québec, est situé sur la rivière Manicouagan au Québec, Canada. Depuis sa complétion, celui-ci a subi plusieurs types de fissurations, de différentes géométries et différents emplacements, résultant en des problèmes d'étanchéité et d'intégrité structurale.

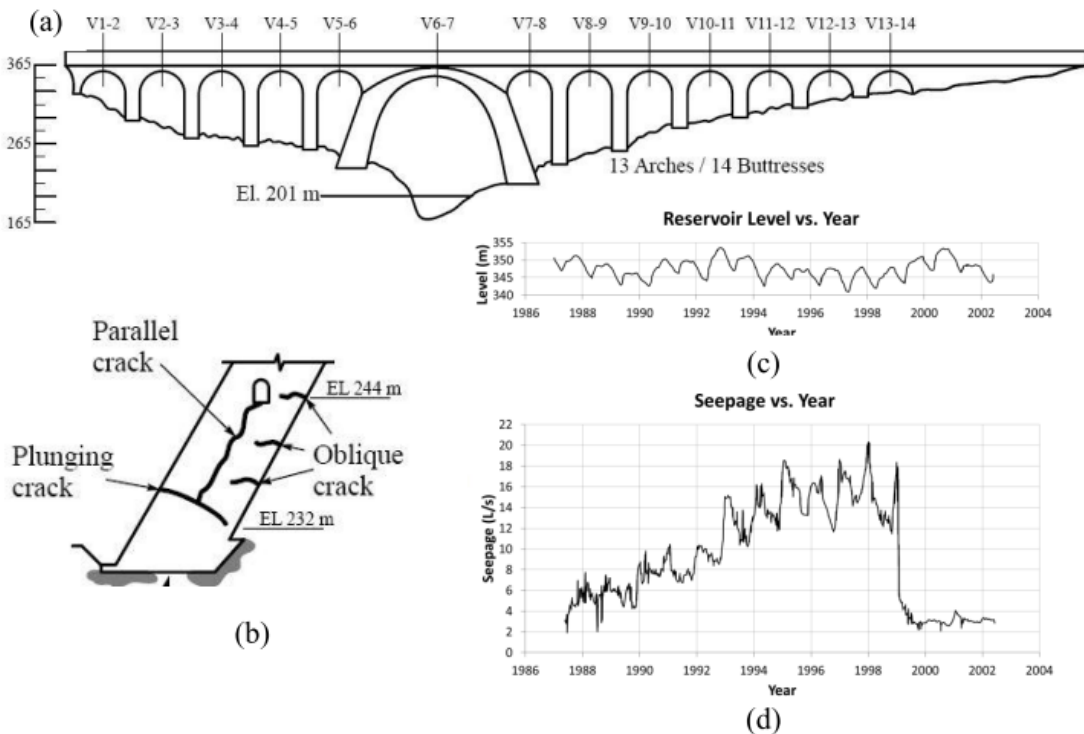


Figure 1 : Fissuration au barrage Daniel-Johnson (Gallagher, 2012)

Depuis, plusieurs travaux d'injection ont eu lieu avec différents matériaux et méthodes. Cependant, certains de ces travaux se sont avérés plus ou moins efficace. De plus, même dans le cas où les

travaux d'injection ont démontré leur efficacité par une diminution importante des fuites d'eau provenant du réservoir, très peu de spécifications sont connues quant aux propriétés mécaniques et structurales des produits utilisés pour l'injection et des fissures réparées. Il est en effet probable que les réparations faites par injection permettent non seulement une amélioration de l'étanchéité du barrage, mais aussi un certain rétablissement de l'intégrité structurale.

Par contre, étant donné le manque d'information au niveau des propriétés mécaniques des fissures réparées, les modèles numériques de la structure évaluant la stabilité de celle-ci en fonction de différents niveaux du réservoir ne considère aucun apport de résistance ou de rigidité en traction de telles fissures par leur réparation par injection. Ainsi, une résistance potentielle est négligée, qui peut résulter en une perte de potentiel du niveau d'eau maximal d'exploitation du réservoir.

Aussi, certaines fissures peuvent présenter de très fines ouvertures, rendant inefficace l'injection de coulis cimentaire, lequel contient des particules de ciment d'une certaine taille. Ainsi, l'utilisation d'un coulis d'époxy, à l'échelle moléculaire, devient pertinente. C'est donc sur ce matériau et ce type de fissure que le projet est axé.

Objectifs du projet

L'objectif principal de ce projet de recherche est donc d'améliorer la compréhension du comportement mécanique d'une fissure réparée par injection d'époxy, par la spécification de ses propriétés mécaniques de résistance et de rigidité en traction.

Cet objectif est atteint par la réalisation d'un programme expérimental qui inclut des essais en traction sur des spécimens de béton réparés par injection d'époxy. Pour ce, certains objectifs spécifiques ont été établis :

- Effectuer une étude des problématiques de fissuration et des campagnes d'injection ayant eu lieu au barrage Daniel-Johnson afin de bien cibler les besoins d'Hydro-Québec pour l'élaboration de la phase expérimentale;
- Élaborer une série et des combinaisons de paramètres à tester pouvant faire varier la qualité d'une réparation de fissure dans le béton par injection d'époxy;
- Développer un programme expérimental permettant de tester les différents paramètres tels que définis ci-dessus;

- Développer un montage expérimental permettant de tester en traction directe des spécimens de béton vierges et des spécimens de béton réparés par injection d'époxy;
- Définir une méthode pour les opérations d'injection d'époxy afin d'effectuer la réparation des spécimens de béton fissurés;
- Déterminer la résistance à la traction que peut avoir une fissure réparée par injection d'époxy;
- Décrire le comportement mécanique d'une fissure dans le béton réparée par injection d'époxy;
- Formuler des recommandations quant aux valeurs de résistance à la traction et de rigidité pouvant être attribuées à une fissure de barrage réparée par injection d'époxy.

De plus, un modèle par éléments finis reproduisant les spécimens utilisés pour les essais en laboratoires est élaboré. Celui-ci vise à évaluer l'impact du montage utilisé lors des essais en traction directe, à formuler et évaluer une méthode de modélisation possible pour une fissure réparée par injection d'époxy, ainsi qu'à ouvrir la porte sur les méthodes de modélisation pouvant être utilisées pour simuler le comportement de fissures réparées par injection d'époxy dans le barrage.

CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE : INJECTION DES FISSURES DANS LE BÉTON ET MATÉRIAUX D'INJECTION

L'objectif de la revue de littérature présentée ici est de faire une évaluation de l'efficacité des différents matériaux et méthodes utilisées lors des réhabilitations de barrages fissurés en béton par injection. Cette évaluation pourra entre autre se faire en considérant l'aspect d'étanchéisation, qui est directement observable après la mise en œuvre, mais aussi en fonction de la contribution que peut avoir l'injection pour rétablir l'intégrité structurale du barrage, particulièrement par rapport à la résistance en tension, au cisaillement et l'adhésion reconstruite des lèvres de la fissure que peut fournir la réhabilitation.

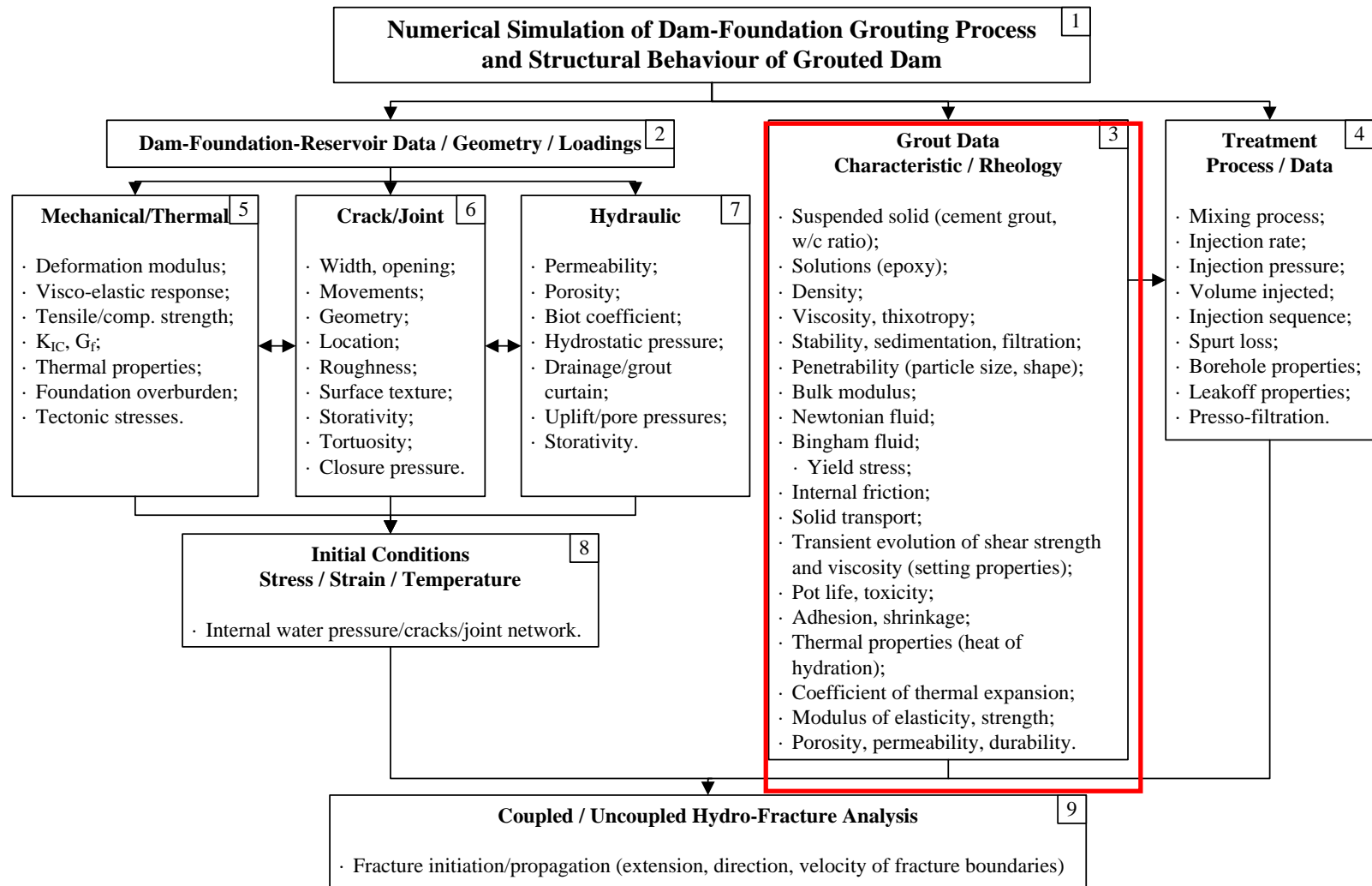


Figure 2 : Figure conceptuelle des aspects de l'injection (1) (Léger, 2005)

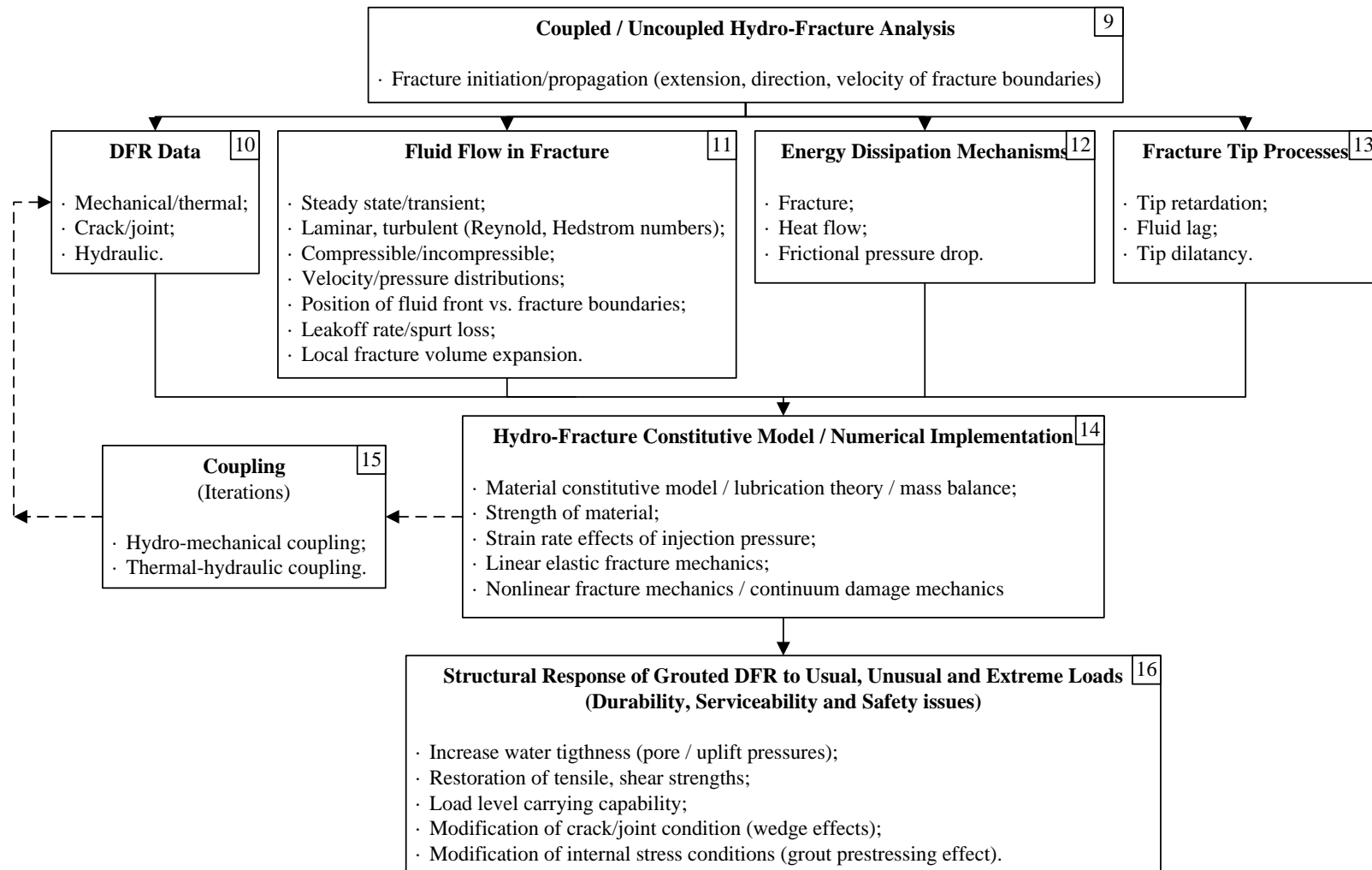


Figure 3 : Figure conceptuelle des aspects de l'injection (2) (Léger, 2005)

Afin d'arriver aux objectifs cités précédemment, il est nécessaire d'établir les différents types de fissures des barrages et les causes étant rattachées, d'énumérer les méthodes de réhabilitations utilisées, de recenser les différents matériaux disponibles pour l'injection des fissures de barrages et leurs caractéristiques, ainsi que d'établir certaines méthodes et matériaux adéquats pour les différents types de fissures en se basant sur quelques historique de cas de réhabilitations par injection.

1.1 Comportement mécanique des barrages en béton

Quel que soit sa dimension, un barrage peut être défini comme un ouvrage retenant un certain volume d'eau, lequel peut être utilisé à différentes fins, notamment à la production d'énergie hydroélectrique. Un barrage peut être construit à partir de différents matériaux tels que du remblai et de la maçonnerie. Les types de barrages qui sont d'intérêt ici sont les barrages en béton conventionnel vibré. Ceux-ci peuvent être classés selon trois types : les barrages poids ou gravité, les barrages voûte et les barrages à contreforts (Le Delliou, 2003).

Chacun de ces types de barrages en béton doit savoir résister à différents types de charges, communes à chaque ouvrage (Bureau of reclamation technical service center, 2003) :

- Les charges gravitaires, correspondant aux poids de toutes les composantes du barrage, structurales et d'exploitation, ainsi que tout autre matériau pouvant contribuer au poids appliqué aux fondations du barrage;
- La charge hydrostatique, correspondant à la pression de l'eau en amont ainsi qu'en aval si applicable, appliqué perpendiculairement à la surface du barrage en contact avec l'eau;
- Les charges de sous-pression, qui sont dues à la différence de hauteur d'eau entre l'amont et l'aval du barrage, causant un effet de soulèvement du barrage. Ces charges sont particulièrement importantes dans le cas du barrage poids;
- La température peut causer des déformations importantes dans la structure, d'abord par les différences cycliques saisonnières de températures, mais aussi par le gradient de température causé par la chaleur d'hydratation du béton suite à sa mise en place;
- Les charges sismiques, dépendantes entre autre de l'emplacement de l'ouvrage à l'étude;
- Les charges hydrodynamiques, qui correspondent à l'interaction entre l'eau contenue dans le réservoir et la structure lors d'un séisme.

1.1.1 Barrage poids

Le barrage poids peut être décrit comme un ouvrage de retenue dont la stabilité est assurée par son poids propre, c'est-à-dire que les forces horizontales dues aux poussées du réservoir sont compensées par la résistance au cisaillement à la base du barrage (friction, cohésion), laquelle est dû principalement au poids propre du béton.

Une méthode de calcul préliminaire connue, consistant à l'étude de stabilité du barrage poids ainsi qu'à une analyse structurale préliminaire, est la méthode de gravité (Roberge, 1998). Cette méthode considère le profil bidimensionnel du barrage, sur lequel sont appliquées les diverses charges établies. L'étude détermine le facteur de sécurité au glissement le long du joint barrage-fondation et les joints de reprises de bétonnage ainsi que les contraintes normales le long des joints. Par exemple, elle est réalisée en considérant certaines propriétés mécaniques au joint de fondation, soient une résistance à la traction f_t , une cohésion c et un coefficient de friction $\mu = \tan(\varphi)$ où φ est l'angle de friction (au pic ou résiduel). Généralement, une contrainte admissible nulle en traction est utilisée à l'interface béton-rocher, de façon à ce qu'aucune traction n'ait lieu au joint de fondation.

Étant donné que le barrage poids tient compte de la résultante des forces normales à la fondation, les charges de sous-pression viennent amoindrir cette résultante, d'où l'importance de la considération de celles-ci. En absence d'un système de drainage, la distribution initiale des charges de sous-pression varie linéairement de l'amont vers l'aval dans les calculs de stabilité. Une méthode de construction courante consiste à installer des drains afin de diminuer les sous-pressions, augmentant la stabilité de l'ouvrage et stoppant la propagation de fissure (Bureau of reclamation technical service center, 2003).

De manière plus élaborée, il est aussi possible de réaliser un calcul aux éléments finis, afin de vérifier certains comportements du barrage allant au-delà de la stabilité générale du barrage, tels que des déformations et contraintes locales ou le comportement thermique du barrage, soit dû à la chaleur d'hydratation du béton ou aux différences cycliques saisonnières de température.

1.1.2 Barrage voûte

Le barrage voûte a pour caractéristique une forme arquée, qui reporte la poussée hydrostatique sur les flancs de la vallée dans laquelle il se situe. Les flancs de vallée recevant des efforts importants, le rocher de fondation les composant doit présenter d'excellentes propriétés mécaniques. Il représente par rapport au barrage poids une économie considérable en volume de béton.

Les ruptures de barrages voûtes sont extrêmement rares et sont presque toujours en lien avec des problèmes dans les fondations.

Le principe de base de calcul structural d'un barrage voûte est relié à sa géométrie, c'est-à-dire à l'effet d'arc. La voûte peut être modélisée par une poutre arquée, qui reprend la pression hydrostatique et la transmet à ses appuis, soient les fondations.

1.1.3 Barrage à contreforts

Le barrage à contreforts consiste en une dalle relativement mince, qui reprend les efforts de poussée hydrostatique, et qui est appuyée sur des contreforts. Ceux-ci transfèrent donc l'effort hydrostatique aux fondations, par effet de porte-à-faux (Bureau of reclamation technical service center, 2003). À la différence des autres types de barrages, celui-ci utilise un béton armé.

Il existe aussi une combinaison de barrage à contrefort et de barrage voûte, pour laquelle les multiples voûtes transfèrent les efforts hydrostatiques aux contreforts. C'est le cas par exemple du barrage Daniel-Johnson.

1.1.4 Conception et construction d'un barrage

Étant donnée la nécessité du grand volume de béton requis par la construction des barrages modernes et que celui-ci ne requiert pas une résistance exceptionnelle, le béton utilisé est un béton de masse.

Bien que la résistance ultime en compression du béton ne soit souvent pas le mode de défaillance prédominant, il est requis de s'assurer des procédures de construction en tenant compte de la résistance réduite du béton au jeune âge. De plus, puisque le volume de béton est considérable, des

précautions doivent être prises par rapport au mélange de béton concernant l'importante chaleur d'hydratation.

Les fondations de l'ouvrage recevant charges considérables, il est requis lors des étapes de conception d'effectuer une analyse structurale élaborée afin d'évaluer les contraintes transmises aux fondations, ainsi que de caractériser de façon élaborée les sols et les rochers constituant les fondations (résistance mécanique, présence de joints ou de failles, perméabilité).

1.2 Caractéristiques mécaniques du béton de masse

1.2.1 Description générale – matériel et mélange

Le béton de masse est caractérisé par le fait que sa mise en place correspond à un volume tel que des précautions particulières doivent être prises pour le contrôle de la température et des effets engendrés sur la structure, température causée par la chaleur d'hydratation du béton (ACI Committee 207, 1970). Pour ce, des ciments Portland de type II (Moderate-heat) ou IV (Low-heat), limitant la chaleur d'hydratation, sont souvent utilisés. De plus, étant donné que l'utilisation du béton de masse requiert un volume important, des granulats de grands diamètres sont utilisés, soient de diamètre maximal allant de 80 mm à 150 mm.

Certains adjuvants peuvent aussi être utilisés dépendamment des besoins pour la mise en place, pour les propriétés de maturation et du béton durci. Entre autre, certains adjuvants contrôlant la température d'hydratation peuvent être utilisés dans la construction de barrages.

Plusieurs autres méthodes peuvent être utilisées afin de diminuer la chaleur d'hydratation du béton de masse, telles que le remplacement de l'eau dans le mélange par de la glace, l'injection d'azote liquide ainsi que la mise en place de conduites d'eau (serpentins) noyées dans le béton.

Une composition de béton de masse typique, soit celle utilisée au barrage Daniel-Johnson, est présentée au Tableau 1.

Tableau 1 : Mélange du béton de masse au barrage Daniel-Johnson (Gallagher, 2012)

1967-68 BDJ Mix		
Material	1000 L	
Cement**	234	kg
Large Sand	364	kg
Fine Sand	363	kg
Aggregate 20-10	148	kg
Aggregate 38-20	231	kg
Aggregate 75-38	445	kg
Aggregate 150-75	534	kg
Water***	113	kg
Entrained air	0.3	kg

1.2.2 Résistance à la compression

La résistance à la compression est la propriété prédominante dans les barrages en béton, puisque ceux-ci doivent résister majoritairement à des efforts de compression, et sont conçus de façon à minimiser les contraintes en tension (ICOLD, 2008). Par contre, de hautes résistances sont rarement requises dans le cas de barrages, à l'exception des barrages à voûte mince. En effet, le mélange de béton réalisé vise davantage une forte économie et une hausse de température minimale due à l'hydratation (ACI Committee 207, 1970). Il est à noter que les résistances au cisaillement et à la traction sont directement reliées à celle à la compression, puisqu'elles sont tous fonction de la structure interne du béton. Pour les bétons de masses utilisés dans les barrages, la résistance à la compression à 90 jours varie généralement de 20 à 40 MPa (Comité suisse des barrages, 2000).

De nombreux facteurs peuvent influencer la résistance à la compression du béton de masse, soient par la composition de celui-ci et par sa mise en place.

D'abord, le rapport E/C et la porosité sont des facteurs déterminants de la résistance du béton. En fait, c'est la porosité dans la zone de transition entre la pâte de ciment et les granulats qui influence réellement la résistance, puisque c'est le lien le plus faible du mélange, où s'initialise le processus de fissuration. Par contre, puisque cet indicateur peut difficilement être mesurable, ce sont plutôt

le facteur E/C et l'âge du béton qui sont mesurés afin d'élaborer sur sa résistance, lesquels influencent directement la porosité du béton (ICOLD, 2008).

Les granulats utilisés dans le mélange ont aussi une importante influence dans la résistance du béton, soit par leur diamètre maximal et par leurs propriétés mécaniques. Généralement, la résistance du béton tend à augmenter avec le diamètre maximal des granulats, puisque moins de ciment sera requis afin de produire la quantité de pâte de ciment nécessaire pour couvrir la surface des granulats (ICOLD, 2008). Le type de granulat a aussi sa part d'influence dans la résistance du béton à la compression. Un granulat ayant une résistance supérieure entraîne un béton plus résistant. De plus, la quantité d'absorption d'eau d'un granulat fait fluctuer la quantité d'eau disponible à la réaction d'hydratation, jouant ainsi sur le rapport E/C. Enfin, la rugosité des granulats affecte la résistance par la solidarité qu'elle entraîne entre eux.

La cure du béton mis en place est un facteur important pour la résistance à la compression. En conservant humide le béton en place, une plus grande quantité de grains de ciment vient à effectuer sa réaction d'hydratation avec l'eau, puisque celle-ci ne s'évapore pas du mélange, ce qui laisse davantage de grains sans réaction. Aussi, bien que la résistance ne soit généralement pas la caractéristique principale recherchée d'un béton de masse destiné aux barrages, il faut considérer qu'une cure inadéquate apporte une baisse non seulement de la résistance à la compression du béton, mais surtout une baisse de la résistance au cisaillement et à la traction dans les joints de construction et de fondation, soient les éléments faibles de l'ouvrage.

Finalement, les ajouts cimentaire, par leur réactivité et leur taille, qui peuvent modifier la porosité de la pâte, ainsi que l'ajout d'adjuvant, vont aussi influencer sur la résistance du béton.

Pour ce qui est du contrôle en chantier, la résistance du béton durci reste fréquemment testée. Étant donné qu'un ouvrage tel qu'un barrage doit très rarement être soumis à d'importantes contraintes lorsque le béton est jeune et que l'hydratation se fait sur une période allongée, il est usuel d'utiliser la résistance à 90 jours dans la conception. En raison du diamètre supérieur du plus gros granulat, les dimensions des cylindres échantillonnés pour les tests de résistance à la compression sont plus grandes que pour les bétons habituels, soit d'un diamètre de 300 mm (Comité suisse des barrages, 2000).

1.2.3 Résistance à la traction

La résistance à la traction est un facteur important dans les calculs structuraux et de stabilité des barrages, puisqu'elle influence le facteur de sécurité attribué à la stabilité ainsi que longueur de fissuration. C'est aussi une caractéristique importante dans le cas des chargements sismiques (ICOLD, 2008).

La résistance à la traction est fonction de la structure interne du béton, de la même façon que la résistance à la compression. Conséquemment, les facteurs qui influencent la résistance à la traction du béton mis en place en chantier sont les mêmes que ceux décrits précédemment. De plus, étant donné qu'il est peu habituel d'évaluer la résistance à la traction aussi souvent qu'en compression, il est pertinent d'élaborer une relation entre les deux types de résistances. Il existe plusieurs méthodes pour évaluer la résistance à la traction. Chacune de ces méthodes ne fournit pas des résultats équivalents. Il est donc convenable d'élaborer sur ces différentes méthodes. Il s'agit de stipuler sur laquelle fournit les résistances les plus convenables dans le cas d'un barrage (ICOLD, 2008). Les trois tests les plus communément utilisés afin d'évaluer la résistance à la traction sont la traction directe, l'essai brésilien et le module de rupture.

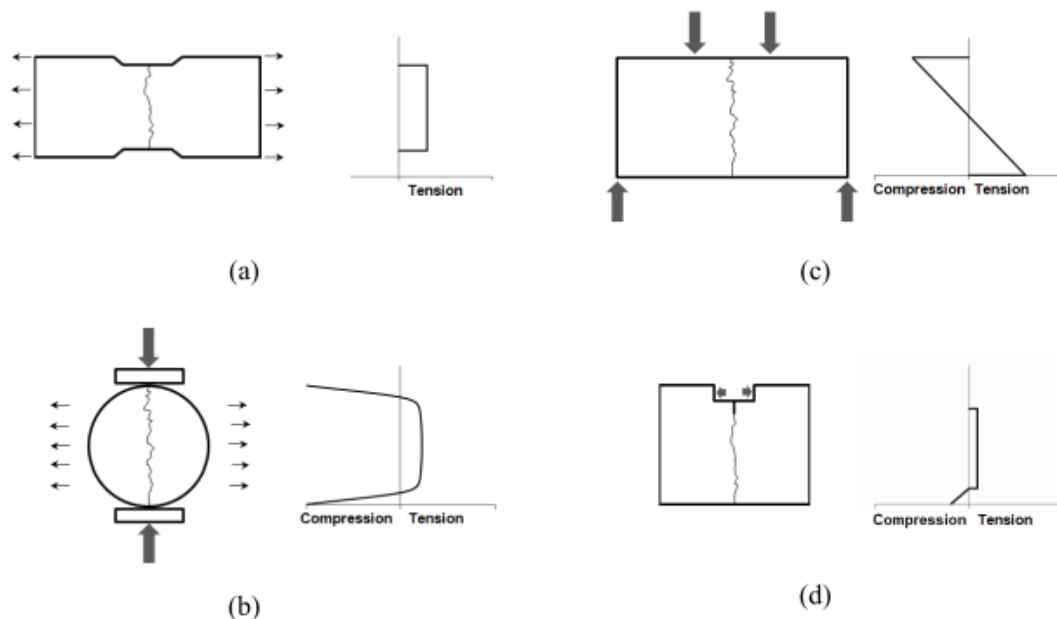


Figure 4 : Test en traction : a) Test en traction directe; b) Essai brésilien; c) Module de rupture; d) Wedge splitting test

Le test en traction direct consiste à soumettre un élément en traction uniaxiale. Bien que ce test soit rudimentaire au niveau du principe de chargement, il reste le moins précis et présente plus de variabilité dans ses résultats. Cette variabilité est due entre autre à la différence dans les conditions d'entreposage et de cure suivants la mise en œuvre des spécimens. Le séchage du spécimen cause un retrait différentiel de celui-ci, c'est-à-dire que la vitesse de séchage n'est pas la même en surface qu'en profondeur, ce qui permet des déformations non équivalentes et engendre des fissurations à partir de la surface. De cette façon, le test démontre une résistance à la traction plus faible et plus variable, puisque le spécimen est déjà partiellement fissuré. De plus, la variabilité des résultats provient aussi de la difficulté à appliquer le chargement axial sans excentricité, qui cause des efforts de flexion dans le spécimen (Raphael, 1984). Les résultats de tests réalisés antérieurement démontrent une relation non linéaire de la résistance à la traction avec celle en compression (Raphael, 1984) :

$$f_t = 1.7f_c^{2/3} \text{ en psi} \quad (1)$$

L'essai brésilien engendre une séparation du cylindre de longueur L et diamètre D soumis à une charge totale P le long de l'axe de chargement, par laquelle la résistance à la traction est déduite. Celle-ci correspond à (Raphael, 1984):

$$f_t = \frac{2P}{\pi LD} \quad (2)$$

L'essai brésilien fournit des résultats plus adéquats que les essais de traction directe et présente moins de variabilité, puisqu'il ne dépend pas des conditions d'entreposage de la même façon que le test de traction directe, la fissuration engendrée par le retrait de séchage des spécimens ne correspondant pas à la région en tension dans l'essai brésilien. La relation entre les résistances à la traction et à la compression est considérée la même que pour le test en traction directe (Raphael, 1984).

Le module de rupture consiste à amener à la rupture un spécimen de poutre, par laquelle est déduite la résistance à la traction. La résistance peut être évaluée à partir d'une dérivation de l'équation de poutre, qui considère un comportement linéaire, sur laquelle un facteur de modification est appliqué afin de considérer le comportement non linéaire de la fissuration en traction. La résistance par le test de module de rupture en tenant compte de l'inélasticité du béton est donnée par l'équation 3,

pour laquelle b et d sont les dimensions de largeur et de hauteur du spécimen, respectivement (Raphael, 1984) :

$$f_t = 0.744 \frac{PL}{bd^2} \quad (3)$$

Une relation a pu être faite entre la résistance à la traction par le module de rupture et la résistance à la compression, par laquelle (Raphael, 1984) :

$$f_t = 2.3f_c^{2/3} \text{ en psi} \quad (4)$$

D'autres relations ont par ailleurs été établies entre les divers types de résistances à la traction et la résistance à la compression (ICOLD, 2008) :

Tableau 2 : Relation entre les résistances en traction et en compression (ICOLD, 2008)

No.	Type of strength test	Type of specimens	Conversion to compressive strength f_c after Hellmann [2.46] c in $f_t=c.f_c^{2/3}$ [kg/cm ²]			Other relations (all in kg/cm ²)	
			min.	average	max.	Source	Formula
1	Flexural: center point load	prisms 10cm high and several lengths	0.86	1.07	1.28	Swiss standard SIA 162	$f_t = (2.5 \text{ to } 3.0) \cdot \bar{A} f_c$
2	Flexural; third-point load	as above	0.76	0.98	1.2	Emosson dam	$f_t = 2.0 \cdot \bar{A} f_c$
		10x10x40cm				A.A.Khan et al. [2.50]	$f_t = 0.86.f_c^{2/3}$
		15x15x53cm cyl.				Raphael [2.49]	$f_t = 0.95.f_c^{2/3}$
3	Splitting (Brazilian)	6"x12" (15x30cm) cyl.	0.48	0.5	0.7		
4	Pure tension	cyl. 15x30 and 15x25cm; prisms 5x20x20, 9x15x60cm	0.36 ¹⁾	0.52 ¹⁾	0.68 ¹⁾	Raphael [2.49]	$f_t = 0.7.f_c^{2/3}$
						Kupfer-Gerstle [2.44]	$f_t = 0.64.f_c^{2/3}$
<div>1) somewhat too low because of including tests by Gonnerman and Shuman (1928) Multiplier of c for transformation kg/cm2 to MPa: 0.464 in 2/3exp.formulas 10kg/cm² = 1 MPa f_c is 28 days 20cm cube strength throughout all relations</div>							

Conséquemment, afin d'utiliser la résistance à la traction dans les analyses structurales de barrages, il est requis de considérer la relation la plus faible $f_t = 1.7f_c^{2/3}$ (en psi) pour un chargement statique à long terme, alors que la relation $f_t = 2.3f_c^{2/3}$ (en psi), qui tient compte de la non linéarité du processus de fissuration et rupture, doit être considérée pour les analyses à court terme (Raphael, 1984).

De plus, l'essai nommé « wedge splitting test », tel qu'illustré à la Figure 4 d), fournit un niveau supplémentaire de résultats, puisqu'il permet d'obtenir la partie adoucissante de l'historique de

déformation en traction du spécimen, et donc de déduire l'énergie de fissuration du spécimen (ICOLD, 2008).

Par ailleurs, d'autres types d'essais en traction directe ayant été développés et élaborés dans certains articles utilisent des spécimens cylindriques de béton. Lin et al. (2013) proposent des essais sur spécimens cylindriques dans lesquels une barre d'armature sectionnée au centre du spécimen est intégrée dans celui-ci. Les analyses par éléments finis effectués dans cette étude ont aussi démontré que ce type de montage expérimental engendre une contrainte de traction uniforme dans le spécimen (Lin, Cheng, Huang, et Cheng, 2013).

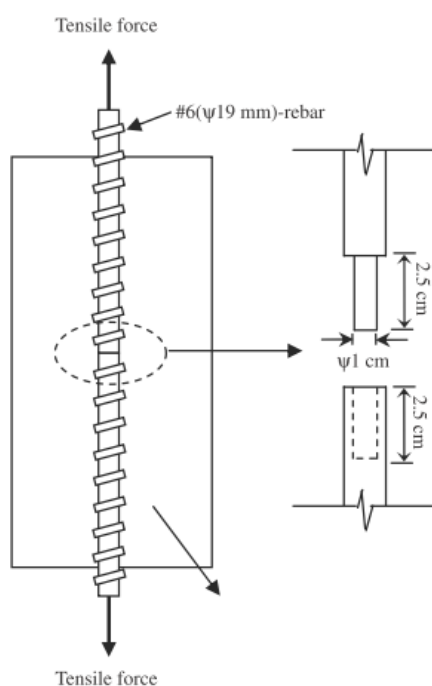


Figure 5 : Spécimen cylindrique avec barre d'armature sectionnée intégrée (Lin, Cheng, Huang, et Cheng, 2013)



Figure 6 : Analyse par ÉF démontrant l'uniformité de la répartition des contraintes de traction à la section du spécimen (Lin, Cheng, Huang, et Cheng, 2013)

Quelques études ont aussi proposés des méthodes d'essai sur spécimens prismatiques (Zheng, Kwan, et Lee, 2001) ou cylindriques (Dolen, 2011) et (Kim et Taha, 2014)), pour lesquelles des doubles plaques d'acier boulonnées relativement épaisses sont collées aux extrémités du spécimen afin d'appliquer la charge de traction. La Figure 7 illustre bien le principe de montage du spécimen et de l'essai.

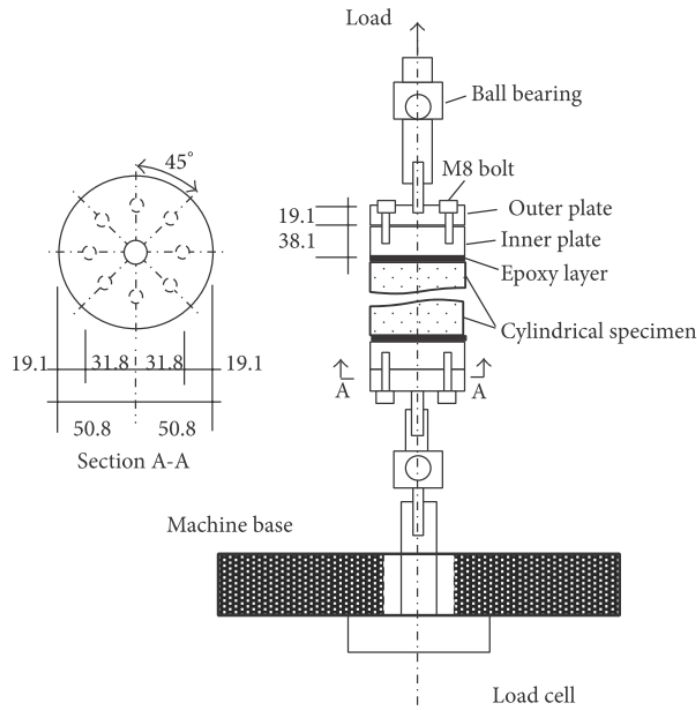


Figure 7 : Montage expérimental d'un essai sur spécimen cylindrique avec doubles plaques boulonnées et collées (Kim et Taha, 2014)

Une épaisseur suffisante des plaques d'acier boulonnées et collées est nécessaire afin d'assurer une répartition uniforme de la contrainte de traction à l'intérieur du spécimen. Une analyse par éléments finis peut être nécessaire pour faire une validation de l'épaisseur adéquate des plaques. Il a cependant été convenu que l'épaisseur d'une plaque, ou d'une combinaison de deux plaques, d'au moins un tiers du diamètre du spécimen cylindrique testé est adéquate pour assurer l'uniformité de la contrainte en traction (US Army Corps of Engineers, 1992).

1.2.4 Énergie de fissuration

L'énergie de fissuration (G_F) est définie comme étant la surface sous la courbe de la contrainte de traction en fonction de l'ouverture de la fissure (w), telle que donnée par l'équation suivante (ICOLD, 2008) :

$$G_F = \int_0^{w_c} \sigma_{cr} dw \quad (5)$$

Où σ_{cr} est la contrainte normale de traction appliquée à la fissure et w_c est l'ouverture critique de la fissure, au-delà de laquelle aucun effort de traction ne peut être transmis au travers de la fissure.

L'énergie de fissuration est donc déterminée à partir de la partie adoucissante de la courbe de déformation en traction, laquelle peut être représentée à partir de différentes lois d'adoucissement du béton fissuré. En effet, beaucoup d'étude ont pu être élaborées sur le sujet et de nombreuses valeurs de G_F ont pu être obtenues expérimentalement. Une bonne approximation consiste à utiliser une loi de comportement adoucissant linéaire ou bilinéaire, tel qu'illustré à la figure suivante (ICOLD, 2008).

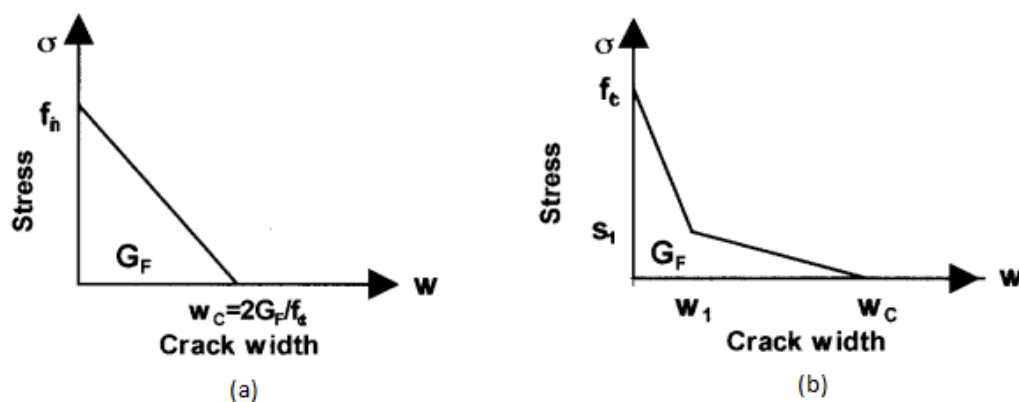


Figure 8 : Courbe de contrainte-ouverture de fissure selon loi linéaire (a) et bilinéaire (b) (ICOLD, 2008)

Dans le cas du béton de masse, Brüwhiler (1990) présente des valeurs typiques d'énergie de fissuration. Il prescrit des valeurs de G_F allant de 230 à 310 N/m pour des bétons de masse contenant des granulats de taille maximale allant de 80 à 120 mm (Brüwhiler, 1990).

1.2.5 Résistance au cisaillement

L'importance de la résistance au cisaillement du béton de masse dans le cas des barrages se limite pratiquement aux discontinuités dans l'ouvrage, soient les joints de construction, les joints de fondation et les fissures. Elle est considérée comme suivant la relation Mohr-Coulomb (ICOLD, 2008) :

$$T = c \cdot A + \tan\phi \cdot N \quad (6)$$

Où T est la résistance au cisaillement, c la cohésion entre les deux surfaces du joint, A la surface de contact en compression, ϕ l'angle de friction et N la force normale aux surfaces du joint.

La cohésion entre les surfaces du joint dépend des propriétés des matériaux des surfaces. Elle dépend donc entre autre du mélange de béton, plus particulièrement du rapport E/C . La friction entre les surfaces résulte de la rugosité entre les plans, cette dernière étant dépendante de la dimension des granulats du béton, dans le sens où plus la dimension est élevée, plus grande est la rugosité, engendrant une plus grande résistance au cisaillement.

Pour un béton intact, un diagramme de Mohr peut être supposé enveloppant les cercles de Mohr uniaxiaux des résistances à la compression et à la traction (ICOLD, 2008).

1.2.6 Résistance en contraintes multiaxiales

Les résistances à la traction et à la compression sont moins élevées lorsque le spécimen est soumis à des contraintes biaxiales compression-tension ou à des contraintes triaxiales compression-tension-tension, que pour des contraintes uniaxiales. Par contre, un spécimen de béton a une résistance ultime à la compression supérieure en compression biaxiale, dû au confinement apporté par cet état de chargement (Wang & Song, 2009).

Aussi, les résistances à la compression en contraintes multiaxiales sont plus élevées lorsque les granulats ont de plus grandes dimensions, ce qui semble être dû au ralentissement de la propagation de fissure par la présence des gros granulats (Wang & Song, 2009).

1.2.7 Propriétés élastiques

Le béton n'est pas exactement un matériau élastique, puisque la relation contrainte-déformation n'est pas tout à fait linéaire, mais qu'elle présente une légère courbure, plus prononcée lorsque la contrainte en compression correspond à plus de 50% de la résistance ultime, tel que le démontre Figure 9. Par contre, étant donné que les contraintes sont relativement faibles dans la plupart des structures en béton de masse, l'hypothèse d'élasticité du béton peut généralement être utilisée.

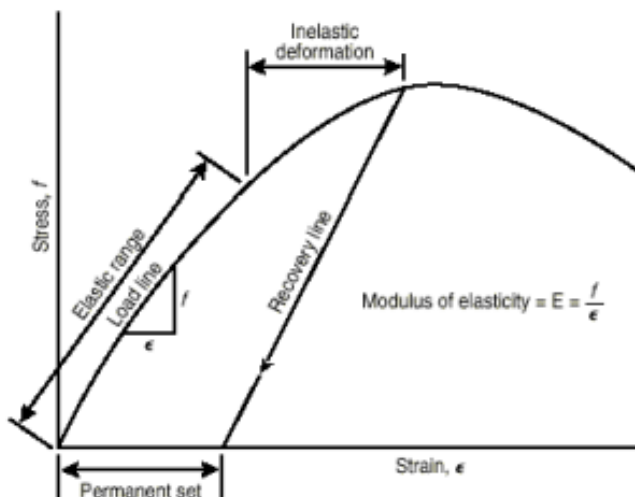


Figure 9 : Courbe de contraintes-déformations du béton en compression (ICOLD, 2008)

Le module d'élasticité du béton de masse varie généralement de 24 à 30 GPa (ICOLD, 2008). Il varie avec la résistance à la compression, sans être directement proportionnel à celui-ci (ACI Committee 207, 1970), puisqu'en fait il dépend de la composition du mélange. Il varie donc en fonction des granulats, de la pâte de ciment, des interfaces entre les granulats et la pâte de ciment, de l'âge du béton et du niveau d'endommagement de la structure, c'est-à-dire des fissures présentes (ICOLD, 2008).

Le coefficient de Poisson varie généralement entre 0,15 et 0,20 pour le béton de masse. Il varie en fonction des mêmes facteurs que le module d'élasticité, et peut donc être relié à celui-ci (ICOLD, 2008).

Par contre, l'élasticité du béton n'est pas nécessairement constante. En effet, sous des charges de longue durée, des effets de fluage apparaissent. Ainsi, afin de tenir compte de ces effets, un module d'élasticité plus faible peut être utilisé dans les analyses structurales pour les chargements à longue durée (ICOLD, 2008).

1.2.8 Comportement sous sollicitations dynamiques

Le béton présente des comportements différents lors de sollicitations dynamiques que ceux mentionnés précédemment, qui correspondent à un chargement statique. D'abord, les résistances ultimes du béton en compression et en traction sont notablement plus élevées en sollicitations

dynamiques. Ainsi, un ratio de résistance statique/dynamique est utilisé dans l'analyse structurale pour modifier la résistance statique. Ce comportement varie dans le même sens pour ce qui est du module élastique et du coefficient de Poisson, et le même type de méthode est appliqué afin de considérer les coefficients sous sollicitations dynamiques (ICOLD, 2008).

1.3 Fissuration des barrages et stratégies de réhabilitation

1.3.1 Causes de fissuration

Le phénomène de fissuration du béton est dû à un dépassement des limites de déformations du matériau, soit en tension ou en cisaillement. Suite à cette initiation de la fissure s'entame la propagation de celle-ci par la transmission des efforts et contraintes au matériau adjacent à la fissure. Dans le cas des barrages, les fissures peuvent apparaître pendant la construction, au cours de la mise en eau initiale ou durant l'exploitation de l'ouvrage. Ainsi, des fissures peuvent apparaître lorsque le béton est plastique et lorsque celui-ci est durci.

Différents mécanismes peuvent mener à ces déformations excessives. Elles peuvent être engendrées par des mouvements internes du béton causés par le retrait, l'expansion et la contraction suites aux variations de températures, l'expansion du matériel dans le béton, tel que dans le cas des réactions chimiques et des cycles de gel et dégel, ainsi que par les conditions externes, tel que les charges appliquées au barrage et les mouvements différentiels de fondation.

Les fissures peuvent très souvent être bénignes, mais elles peuvent aussi affecter l'étanchéité, la durabilité, l'intégrité structurale et l'esthétisme (Lapointe, 1997). La Figure 10 fait un sommaire des causes de fissuration.

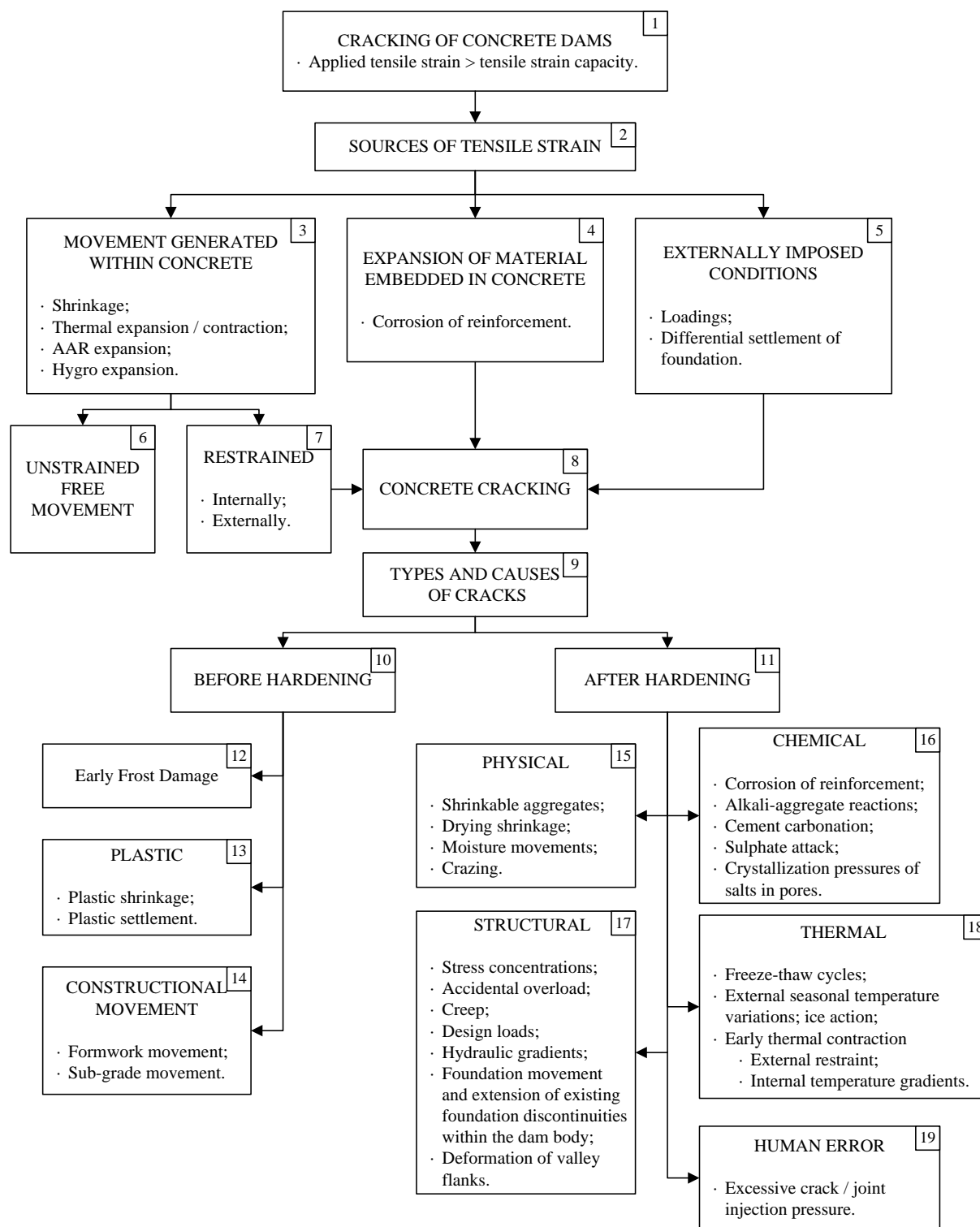


Figure 10 : Causes de fissuration du béton (Léger, 2005)

1.3.1.1 Fissuration plastique

La fissuration du béton à l'état plastique peut être engendrée par 2 mécanismes : par retrait de surface et par ségrégation. La fissuration par retrait de surface est causée par une évaporation trop rapide de l'eau en surface du béton frais pour que cette évaporation prématurée soit compensée par le ressuage. La fissuration apparaît car le béton sous la surface engendre une restriction de mouvement du béton de surface entraînant des contraintes de traction excessives dans celui-ci. La fissuration par ségrégation apparaît par le changement de volume quand le ressuage engendré par le dépôt des particules de béton est restreint.

1.3.1.2 Fissuration du béton durci

Les autres types de fissures vont faire leur apparition une fois le béton durci.

Les fissures par retrait de séchage sont causées par la perte d'humidité de la pâte de ciment, engendrant une perte de volume qui est restreinte par la structure environnante. Dans le cas de structures massives, la fissuration peut aussi être due au retrait différentiel entre la surface et l'intérieur de la masse de béton (Lapointe, 1997).

Il est courant que des fissures puissent être induites par les conditions thermiques. Celles-ci peuvent faire référence aux cycles thermiques, aux cycles de gel et dégel ainsi qu'à la chaleur d'hydratation de la réaction du ciment avec l'eau. Les cycles thermiques engendrent un mouvement du matériau, pouvant amener de la fissuration si le changement de volume est suffisant. Le mouvement de la structure peut aussi être différentiel d'aval en amont dû à la température de l'eau en contact avec le barrage. Si ce mouvement différentiel induit des déformations en traction trop élevées, des fissures seront initiées. La chaleur d'hydratation engendre le même type de mouvement différentiel dans la structure. Finalement, les cycles de gel et dégel cause une dégradation du béton produite par le gonflement de l'eau dans la pâte de ciment et dans les granulats, créant une augmentation du volume et des contraintes de traction dans la pâte de ciment.

Certaines fissures peuvent être causées par des réactions chimiques entre les composantes du béton, soient les granulats, le ciment et les adjuvants, lorsque le béton est durci. Ces réactions se concrétisent par l'expansion de certaines composantes à l'intérieur de la masse du béton. Ces fissures augmentent la perméabilité du béton et vulnérabilisent celui-ci davantage. La réaction

chimique la plus courante est la réaction alcalis-granulats, qui correspond à une réaction entre la silice ou les carbonates des granulats et les alcalis du ciment, créant une expansion locale et engendrant les contraintes de traction locales correspondantes.

1.3.1.3 Fissuration causée par les méthodes de construction

Certaines fissures apparaissent aussi suite à certaines méthodes de construction, qui peuvent varier légèrement des méthodes utilisées en laboratoire ou des méthodes prescrites lors de la phase de conception.

Une méthode discutable de mise en œuvre du béton de barrage qui a pu être utilisé est l'ajout d'eau afin d'augmenter la maniabilité du béton, et donc la facilité de mise en place (Lapointe, 1997). Cette méthode induit une perte de résistance du béton due à l'augmentation du rapport E/C, ainsi qu'une augmentation du retrait. Aussi, si la quantité de ciment est augmentée afin de contrecarrer les effets cités précédemment, une chaleur d'hydratation plus importante sera engendrée, augmentant donc la différence de température entre la surface et l'intérieur de la structure, créant des contraintes de traction plus élevées.

Il est possible aussi que la cure du béton ait été négligée ou inadéquate. Cette technique engendre une augmentation du retrait, à un moment où le béton est relativement faible, ainsi qu'une baisse de la résistance à long terme et de la durabilité (Lapointe, 1997).

Enfin, certaines fissures peuvent être dues à des surcharges de construction pour lesquels les éléments n'ont pas nécessairement été conçus. Dans le cas du béton coulé en place, les surcharges peuvent être engendrées par l'entreposage de matériel et l'opération de certains équipements à proximité, combiné à la vulnérabilité du béton jeune. Dans le cas du béton préfabriqué, les surcharges peuvent correspondre à une manipulation ou un entreposage inadéquat lors du transport.

1.3.1.4 Fissurations causées par les charges d'exploitation

Durant l'exploitation de l'ouvrage, le béton peut être fissuré s'il est sollicité trop fortement sous certains efforts, tant au niveau structural plus global qu'au niveau local. La fissuration apparaît si les sollicitations en tension, flexion, cisaillement ou torsion sont trop élevées (Lapointe, 1997).

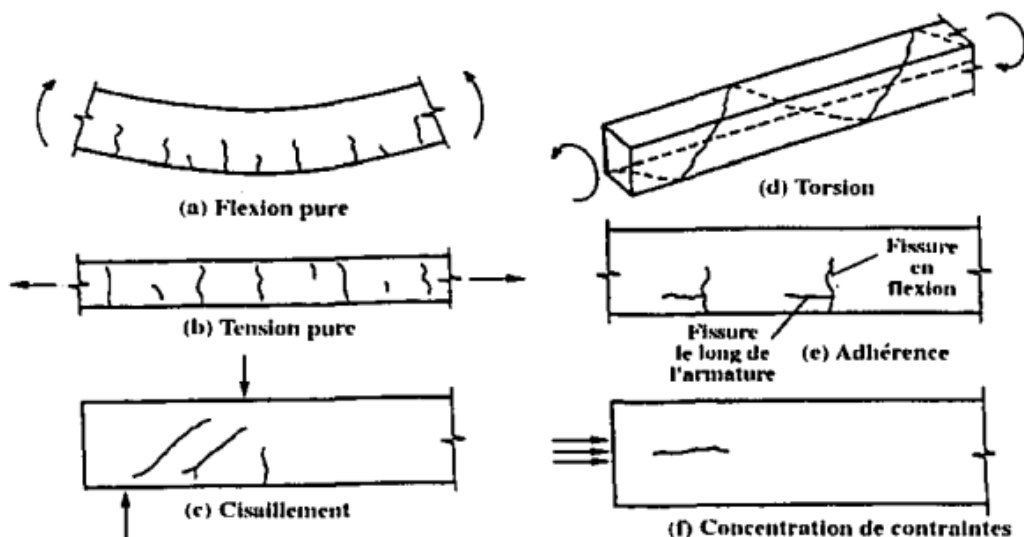


Figure 11 : Fissuration sous divers types d'efforts (Lapointe, 1997)

1.3.1.5 Fissurations causées par des erreurs de conception

Des fissures peuvent apparaître si le comportement structural de l'ouvrage n'a pas parfaitement été compris, c'est-à-dire que certaines contraintes ou combinaisons de contraintes n'ont pas été déterminées adéquatement, et que la résistance de certains éléments a mal été évaluée. Ces situations arrivent plus particulièrement dans le cas des joints de construction et de fondation. Aussi, des fissures peuvent être reliées à une erreur sur l'évaluation de déformations et de tassements, tel que dans le cas d'un tassement différentiel des fondations.

1.3.2 Classement/caractérisation des fissures

Il est possible de caractériser les fissures par leurs caractéristiques géométriques, mécaniques, hydrauliques, thermiques et chimiques. De plus, les caractéristiques morphologiques d'une fissure correspondent à certaines causes types. Ainsi, il peut être possible de déterminer les causes d'une fissure en évaluant sa morphologie et son évolution.

D'abord, il est pertinent de qualifier l'évolution des fissures. Elles peuvent être stables, c'est-à-dire qu'il n'y a pas d'évolution cyclique de l'ouverture de ceux-ci, ou actives. Les fissures stables correspondent généralement à des fissures produites par retrait ou engendrées par la chaleur d'hydratation. Certaines fissures actives sont davantage créées par des charges cycliques, telles que

les cycles thermiques et les cycles du niveau d'eau du réservoir. L'épaisseur de ces fissures ne varie que très peu. D'autres fissures actives vont évoluer régulièrement, tel que les fissures causées par la réaction alcalis-granulats (Lapointe, 1997).

Les 4 types de fissures les plus importantes du barrage Daniel-Johnson peuvent être répertoriées, soient les fissures (décollement) du contact roc-béton, obliques, parallèles et plongeantes (Lapointe, 1997).

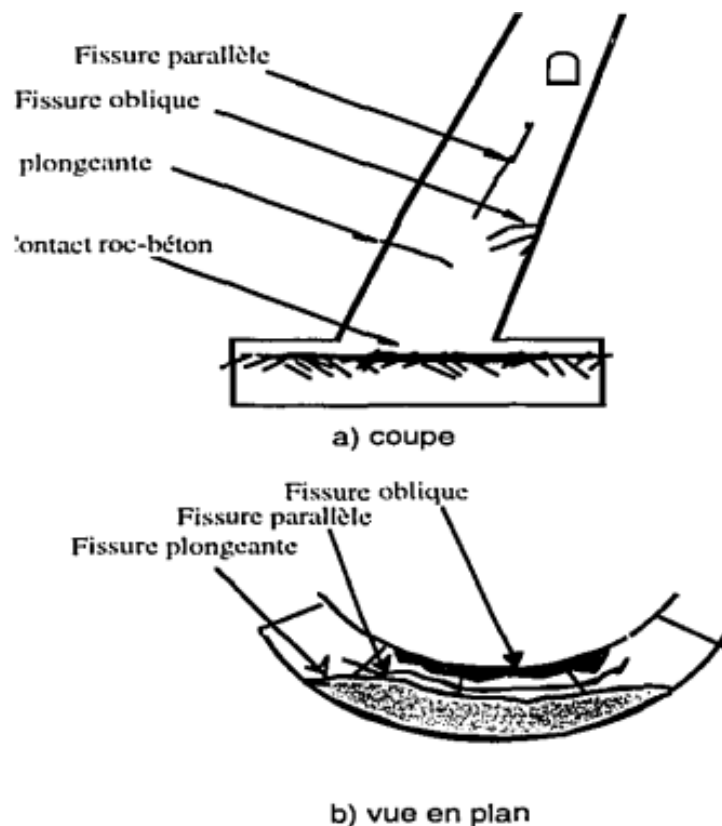


Figure 12 : Types de fissures du barrage Daniel-Johnson (Lapointe, 1997)

1.3.2.1 Fissures de contact roc-béton

La fissure de contact roc-béton correspond au décollement du joint de fondation du barrage. Elle est due à la faiblesse de l'hétérogénéité du joint de fondation, lequel peut être sollicité en traction dans la partie amont, ce à quoi sont ajoutées les pressions hydrostatiques. Ces pressions, présentes à l'intérieur de la fissure, vont par ailleurs contribuer à la propagation de celle-ci, entraînant des sous-pressions causant un effet de soulèvement. Ainsi, lorsqu'une fissure de ce type est détectée, elle

doit être colmatée (injectée) afin d'éviter les infiltrations causant des sous-pressions trop importantes (Lapointe, 1997).

1.3.2.2 Fissures obliques

Les fissures obliques sont horizontales et situées à l'intérieur des voûtes du côté aval, s'inclinant progressivement vers les appuis. Ces fissures sont dues au mouvement du matériau engendré par les cycles de température (Lapointe, 1997).

1.3.2.3 Fissures parallèles

Les fissures parallèles sont situées à l'intérieur de la structure et sont relativement parallèles aux faces des voûtes ou contreforts. Elles représentent une rupture du béton induite par l'état de contraintes et les matériaux de construction, et sont donc compromettantes quant à l'intégrité structurale. Aussi, elles sont difficiles à détecter, considérant leur emplacement, donc il est fréquent qu'elles atteignent un état avancé sans d'être détectées. Conséquemment, leur réparation et l'évaluation continue de leur propagation est grandement nécessaire (Lapointe, 1997).

1.3.2.4 Fissures plongeantes

Les fissures plongeantes sont disposées de façon à ce qu'elles coupent le pied des voûtes relativement perpendiculairement au parement amont et plongent vers l'aval. Elles sont résultantes de la géométrie du barrage à voûtes multiples, qui induit une résistance à la compression insuffisante à la base des voûtes. Ces fissures présentent une ouverture de 0 à 15 mm et peuvent atteindre une superficie de 450 m². Elles causent une augmentation du débit d'infiltration d'eau, particulièrement dans les drains de parement amont qui sont en contact avec la fissure. Leur réparation (injection) est donc nécessaire à la réduction de l'infiltration d'eau (Lapointe, 1997).

1.3.3 Méthodes de réhabilitation des fissures

Beaucoup de méthodes existent afin de réhabiliter une fissure. Afin de réaliser cette réhabilitation, un choix de la méthode de réhabilitation à utiliser doit être fait. Ce choix doit considérer plusieurs paramètres (Lapointe, 1997) :

- Cause de la fissuration;

- Dimensions de la fissure;
- Mouvements de la fissure, à savoir si celle-ci est stable, active ou progressive;
- Conditions lors de l'opération de réhabilitation;
- Surface et texture interne de la fissure;
- Champ de contrainte près de la pointe de la fissure;
- Conditions de température du béton, de débit et de pression d'eau à l'intérieur;
- Effets de la réparation sur la structure.

Étant données les conditions énumérées, il est essentiel de faire un suivi du comportement de la structure afin d'identifier le plus tôt possible les défauts et les causes rattachées. Ce suivi doit donc se faire par l'instrumentation de l'ouvrage, par les recherches et analyses en laboratoire de l'ouvrage et par essais et mesure in situ (Lapointe, 1997).

Aussi, considérant les nombreuses conditions reliées à la réparation de fissures, plusieurs méthodes peuvent être utilisées.

1.3.3.1 Épinglage

L'épinglage consiste à forer des trous des deux côtés de la fissure afin d'y insérer et ancrer avec du coulis ou de l'époxy des barres en forme de « U ». Cette méthode s'applique afin de réparer des fissures sollicitées en tension, et ne permet que de limiter la propagation, sans fermer la fissure. Le scellage de la fissure est préalable à la réparation par épinglage (Lapointe, 1997). Cette méthode est relativement peu utilisée pour les fissures de barrages, étant donné les problèmes d'accès pour ceux-ci.

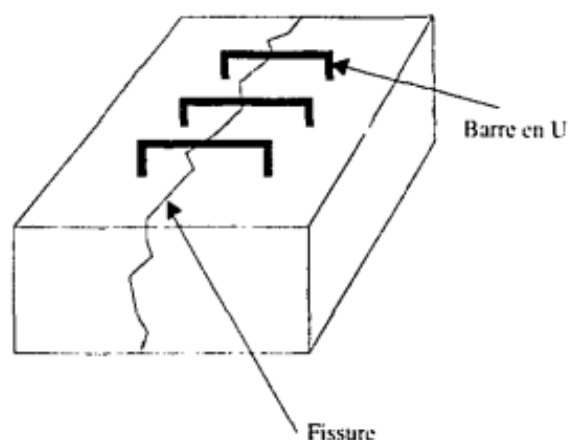


Figure 13 : Méthode d'épinglage (Lapointe, 1997)

1.3.3.2 Calfatage

Le calfatage est employé afin de réparer des fissures stables de surface n'ayant pas d'impact sur l'intégrité structurale. Cette méthode consiste à sceller la fissure préalablement élargie en la remplissant avec un produit approprié, tel qu'un époxy, un ciment ou encore un polyuréthane (Lapointe, 1997).

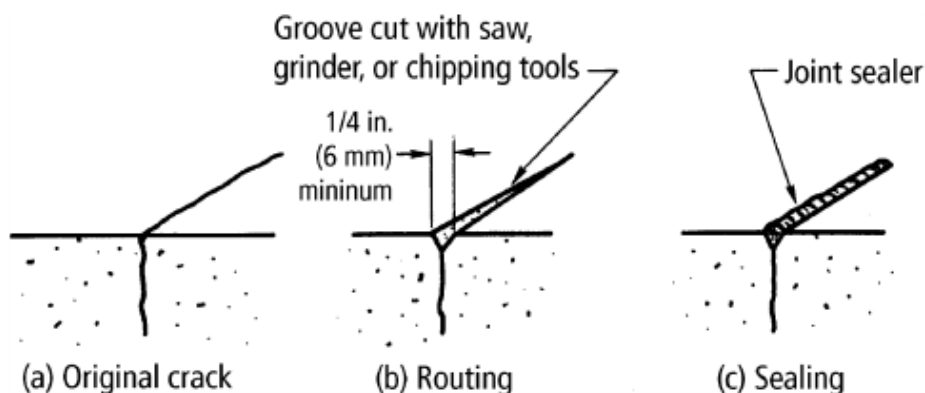


Figure 14 : Méthode de calfatage (ACI Committee 224, 1984)

1.3.3.3 Post-tension

La méthode de post-tension consiste à forer des trous au travers d'une fissure, par lesquels sont insérés des barres en post-tension, pour ensuite injecter au coulis le trou foré. Cette méthode permet

de refermer les fissures et fournit une bonne résistance. Cependant, la post-tension peut causer des contraintes de tension locales et à de la fissuration à d'autres endroits de la structure (ACI Committee 224, 1984). Conséquemment, la méthode de post-tension est rarement une méthode utilisée dans le cas des barrages.

1.3.3.4 Injection

La méthode la plus utilisée afin de réhabiliter les fissures de barrage est l'injection. Elle peut se faire avec un coulis cimentaire ou un matériel époxyde. Les sections suivantes élaborent sur ce type de réparation.

1.4 Produits d'injection

De nombreux produits sont disponibles sur le marché afin d'effectuer des réparations par injection. Le choix du type de produit dépend donc des conditions de réparation. Les types de produits pouvant être trouvés sur le marché peuvent se catégoriser en deux groupes, soient les coulis à base de produits chimiques et les coulis à base de ciment (Lapointe, 1997).

1.4.1 Coulis cimentaires

Les produits de coulis cimentaire sont en général plus économiques que les coulis à base de produits chimiques. Ils peuvent être classés en deux catégories, soient les coulis à base de ciment Portland et les coulis à base de ciment microfins (Lapointe, 1997). Certains ajouts et adjuvants entre aussi dans la composition des coulis cimentaires.

1.4.1.1 Ciments Portland

Le ciment Portland est le ciment majoritairement utilisé dans la fabrication du béton. C'est un liant hydraulique, défini ainsi par sa fonction de prise et de durcissement par combinaison chimique avec l'eau. Puisque c'est un produit relativement courant, étant donné qu'il entre dans la composition du béton, son utilisation en fait l'alternative la moins dispendieuse pour l'injection.

Les particules des ciments Portland utilisés dans la composition des coulis ont une taille pouvant varier de 4 à 100 μm (Weaver, 1991). Ce type de ciment peut être utilisé afin d'effectuer l'injection

de fissures de plus de 0,5 mm. Si une attention particulière est portée aux travaux d'injection, ce type de ciment peut être utilisé dans l'injection de fissures allant jusqu'à 0,3 mm (Lapointe, 1997).

1.4.1.2 Ciments microfins

Afin de pouvoir effectuer la réparation de fissures plus minces, il est possible d'utiliser un coulis à base de particules plus fines. Celles-ci ont généralement une taille moyenne d'environ 3 à 4 μm et une taille maximale de 10 μm (Weaver, 1991). Le type de ciment peut correspondre à un produit à base de ciment Portland, qui est simplement broyé plus finement, ou à un produit à base de laitiers de hauts fourneaux et de résidus de fabrication de fonte (Lapointe, 1997).

1.4.1.3 Ajouts

Les ajouts minéraux, qui sont aussi appelés pouzzolanes, sont des silicates ou aluminosilicates non-cimentaires, donc qui ne réagissent pas avec l'eau, mais plutôt avec la chaux et l'eau, engendrant un composé cimentaire. Ces ajouts engendrent un coulis plus résistant aux attaques chimiques, moins soluble et plus imperméable. Les ajouts cimentaires peuvent aussi être utilisés comme remplaçants de ciment, dans une certaine mesure (Weaver, 1991).

La plupart des ajouts minéraux utilisés sont obtenus artificiellement. Les cendres volantes, produites par la combustion du charbon, et les résidus de laitiers de hauts fourneaux, engendrés par la production de la fonte, sont des déchets industriels, donc sont des produits remplaçants peu dispendieux. La fumée de silice, sous-produit de l'industrie d'alliage de silicium, est composée de particules de verre sphériques d'un diamètre moyen de 0,1 à 0,5 μm . Ces particules extrêmement fines procure au coulis de la stabilité, diminuant la ségrégation et le ressuage. La fumée de silice, à la différence des autres ajouts minéraux, va réagir plus rapidement avec le ciment, induisant des résistances à la compression à 28 jours significativement plus élevées (Weaver, 1991).

Certaines argiles peuvent être utilisées, en faible proportion, dans les coulis cimentaire, particulièrement la bentonite. Celle-ci améliore la stabilité du coulis en réduisant la sédimentation des particules de ciment. Elle augmente par contre la viscosité et la cohésion du coulis, induisant une pénétrabilité réduite (Weaver, 1991).

1.4.1.4 Adjuvants

Certains produits chimiques peuvent être ajoutés au mélange de coulis cimentaire afin de modifier des propriétés particulières de celui-ci.

Un dispersant est un produit qui réduit la tendance des grains de ciment de s'agglomérer, permettant ainsi au coulis de mieux pénétrer à l'intérieur des fissures. Ce produit permet en effet de réduire de façon significative la viscosité et la cohésion du coulis. Certains superplastifiants pour béton peuvent agir à titre de dispersants. Conséquemment, pour une pénétrabilité donnée, l'emploi d'un dispersant permet d'utiliser un coulis de ciment à plus faible rapport E/C. Il est à noter aussi que les dispersants augmentent la stabilité des coulis, mais augmentent aussi leur temps de prise (Weaver, 1991).

Des accélérateurs de prise peuvent aussi être utilisés dans les mélanges de coulis cimentaires, de la même façon que pour les mélanges de béton. Le chlorure de calcium est le produit chimique le plus commun pour le coulis de ciment. Ce produit doit cependant être utilisé dans des quantités limitées, puisque son effet n'est plus bénéfique au-delà de 6% par rapport au poids du ciment (Weaver, 1991).

1.4.2 Coulis à base de produits chimiques

Malgré leur coût généralement plus important, il est aussi possible de procéder à des injections à l'aide de matériaux faits de coulis non cimentaires. Plusieurs produits peuvent potentiellement réparer des fissures dans le béton. Les silicates de sodium sont parmi les plus économiques à utiliser, mais ils induisent un coulis de très faible résistance qui va souvent être affecté par l'eau et le ciment du béton adjacent, et qui peuvent même être déformés significativement sous une charge hydrostatique importante. Plusieurs autres produits vont procurer de tels résultats, tels que les acrylates et les acrylamines. Sans être une option économique intéressante, le polyuréthane peut fournir les caractéristiques physiques recherchées (Weaver, 1991). Les coulis époxydes font aussi parti des produits les plus utilisés dans les coulis à base de produits chimiques (Lapointe, 1997).

1.4.2.1 Polyuréthane

Les polyuréthanes peuvent être classés en deux groupes, soient les hydrophobes et les hydrophiles. Les produits hydrophobes n'absorbent que très peu d'eau au cours de leur réaction chimique. Ils utilisent plutôt celle-ci afin de déclencher leur réaction. L'eau n'est donc pas incorporée au sein de la structure moléculaire du coulis. Les polyuréthanes hydrophiles vont quant à eux inclure les molécules d'eau dans leur structure chimique afin de produire un gel, pour lequel la teneur en eau peut varier en fonction du milieu. Le phénomène de retrait peut donc avoir lieu si l'eau qui a été absorbée par le coulis en polyuréthane hydrophile vient à s'évaporer. Ainsi, les polyuréthanes hydrophobes sont généralement davantage recommandés, à moins que le milieu présente un taux d'humidité constamment élevé (Lapointe, 1997).

Ces produits ont une forme de mousse ou de gel. Ils présentent une résistance en traction plus élevée que les silicates de sodium et les acrylates, mais ils ne peuvent redonner l'intégrité structurale à l'ouvrage réhabilité. Ils sont donc surtout utilisés pour l'étanchéisation des fissures. Il est à noter qu'ils présentent généralement des problèmes de durabilité à long terme (Lapointe, 1997).

1.4.2.2 Produits époxydes

Les coulis époxydes sont obtenus par la combinaison chimique d'un produit d'époxy et d'un agent de durcissement, généralement un amine ou un polyamine. C'est cette combinaison chimique, qui crée des liens chimiques entre les deux types de molécules, qui procure au coulis les propriétés mécaniques recherchées. Les produits à base d'époxy présentent en effet des propriétés mécaniques d'adhérence et de résistance à la traction telles qu'ils peuvent être utilisés, en plus de restaurer l'étanchéité de l'ouvrage, afin de reconstruire une certaine part de l'intégrité structurale (Trout, 1997).

La norme américaine ASTM C881 peut servir de guide dans le choix des produits à l'époxy dans le cas de la réparation pour adhérence de béton à béton. Elle spécifie les propriétés mécaniques et rhéologiques que doit avoir un produit d'époxy lors de la réparation de fissures, soient entre autre les différentes résistances, le module élastique et la viscosité. Elle définit aussi les limitations du matériau au niveau de la température du béton lors de l'injection (Trout, 1997).

1.5 Réparation des fissures par injection de coulis cimentaire

1.5.1 Rhéologie et caractéristiques mécaniques des coulis cimentaires

La qualité d'un coulis cimentaire pour des fins d'injection dépend de ses caractéristiques rhéologiques, c'est-à-dire les propriétés du coulis à l'état plastique, d'intérêt pour la mise en œuvre, ainsi que de ses propriétés à l'état durci. Les propriétés rhéologiques importantes pour un coulis cimentaire d'injection sont la stabilité, la viscosité, la cohésion et le temps de prise. Les propriétés importantes à l'état durci sont la résistance, le module d'élasticité, l'adhésion ainsi que le retrait et l'expansion.

1.5.1.1 Stabilité

La stabilité d'un coulis cimentaire est reliée à la sédimentation et au ressuage, puisqu'elle est représentée par la quantité de particules de ciment restant en suspension dans le coulis suite au malaxage. Ainsi, plus un coulis a de particules en suspension, moins il présente de ressuage. Un coulis est considéré comme étant stable s'il présente un ressuage maximal de 5% par rapport au volume total du mélange, et ce deux heures suite au malaxage (Saleh, et al., 1993).

Lors d'une opération d'injection de fissure, un coulis instable peut faire tendre les particules de ciment à sédimenter, causant ainsi un coulis qui adhère mieux dans le bas de la fissure que dans le haut (Weaver, 1991).

La stabilité d'un coulis varie d'abord avec le rapport E/C, de telle façon qu'elle est plus élevée pour un rapport E/C plus faible, puisque la quantité de particules de ciment en suspension sera plus élevée. Par contre, une limite inférieure de ce rapport est toujours à considérer afin d'assurer l'hydratation des particules de ciment. La stabilité varie aussi avec la taille des grains de ciment. Plus les grains sont fins, plus le coulis est stable. Conséquemment, les coulis à base de ciment microfin sont stables jusqu'à des rapports E/C de plus de 1,2, contrairement à 0,6 pour un ciment normal (Mirza, et al., 2013). La température présente quant à elle un effet sur le ressuage total, mais pas sur la vitesse de sédimentation, telle que celle-ci peut être mesurée pour quantifier la stabilité. Étant donné qu'elle joue sur le temps de prise, elle fait varier le temps pendant lequel le

processus de sédimentation et ressuage s'effectue, faisant ainsi varier le volume total de ressuage plutôt que le taux (Mirza, et al., 2013).

1.5.1.2 Viscosité

La viscosité d'un coulis est définie comme étant la résistance interne du liquide à s'écouler. Elle est exprimée en Poises et peut être mesurée à l'aide d'un cône de Marsh ou d'un viscosimètre Brookfield.

Dans le cas de l'injection, la conception du mélange de coulis cimentaire vise généralement à obtenir une viscosité minimale, induisant ainsi un maximum de pénétrabilité.

La viscosité d'un coulis varie d'abord en proportion inverse avec le rapport E/C. Ensuite, la taille des grains de ciment influence aussi la viscosité du coulis en direct proportion. Ainsi, un coulis à base de ciment Portland a, pour un même rapport E/C, une plus faible viscosité qu'un coulis à base de ciment microfin. Finalement, l'ajout de superplastifiant réduit grandement la viscosité du coulis, engendrant la possibilité de réaliser des coulis peu visqueux avec un faible rapport E/C. Il est à noter aussi que la viscosité augmente suite à la mise en place, puisque la réaction d'hydratation est entamée. La température, quant à elle, n'influence pas la viscosité immédiatement suite au malaxage, mais plutôt un certain temps après, puisque le processus d'hydratation varie en fonction de celle-ci. En effet, le temps de prise étant plus court pour une température plus élevée dû à l'accélération de la réaction d'hydratation, la viscosité est donc plus élevée (Mirza, et al., 2013).

La référence (Mirza, et al., 2013) présente des valeurs de viscosité de différents coulis cimentaires en fonction de différents rapports E/C et températures. Ainsi, un coulis à base de ciment Portland ayant un rapport E/C de 0,5 peut présenter une viscosité d'environ 200 cps, tandis qu'un coulis à base de ciment microfin peut présenter pour un même rapport E/C une viscosité jusqu'à plus de 5 fois celle du coulis à base de ciment Portland.

1.5.1.3 Cohésion

La cohésion correspond à la contrainte minimum nécessaire pour mettre en mouvement un coulis stable sujet à une contrainte de cisaillement, donc en contact avec une paroi (Mirza, et al., 2013). Contrairement à la viscosité, elle correspond plutôt à la résistance à l'écoulement du fluide due au

lien physique avec son milieu. Elle consiste en un facteur important limitant la pénétrabilité d'un coulis (Weaver, 1991).

Comme pour la viscosité, cette propriété diminue avec l'augmentation du rapport E/C. puisqu'une moins grande quantité de grains de ciment assure la cohésion avec la paroi. L'ajout de superplastifiant diminue aussi la cohésion du coulis (Weaver, 1991).

1.5.1.4 Temps de prise

Le temps de prise est une propriété importante du coulis à l'état liquide. Si celui-ci est trop court, l'opération d'injection ne peut se réaliser complètement à l'intérieur du temps requis, tandis que s'il est trop long, le coulis peut être sujet au lessivage et, dans le cas de très basses températures, au gel de l'eau.

Le temps de prise varie proportionnellement en fonction du rapport E/C. Plus celui-ci est faible, plus la réaction d'hydratation est engendrée rapidement. Le processus est le même dans le cas de la faible taille des grains de ciment, puisque ceux-ci engendrent aussi une réaction plus rapide. Les superplastifiants allongent quant à eux le temps de prise du coulis (Mirza, et al., 2013).

La température correspond au facteur le plus significatif pour le temps de prise. En effet, pour une température de 4°C, le temps de prise est pratiquement deux fois celui correspondant à une température de 20°C. Afin d'éviter les conséquences induites par un temps de prise trop élevé, il est suggéré que les réparations par injection soient faites dans des températures d'au moins 10°C (Mirza, et al., 2013).

1.5.1.5 Retrait et expansion

Il est pertinent d'étudier la propriété de retrait du coulis cimentaire dans le cas de réparation par l'injection des fissures, puisque d'un côté, si le retrait est trop important, il peut mener à la réouverture de la fissure réparée, tandis que si l'expansion devient trop importante, elle peut mener à des contraintes additionnelles significatives dans la structure adjacente (Mirza, et al., 2013).

Le phénomène de retrait et d'expansion dépend en premier lieu de l'humidité ambiante durant le mûrissement du coulis. La référence (Mirza, et al., 2013) a démontré que tous les types de coulis présentent de l'expansion s'ils effectuent leur mûrissement dans une humidité relative de 100%, et

présentent un retrait dans une humidité relative de 30%. Il a aussi été démontré que la finesse des grains engendre un phénomène plus prononcé de retrait et d'expansion, spécialement pour les coulis à base de résidus de hauts fourneaux.

La température a un effet variable sur ces phénomènes, dépendant du même coup de la composition du mélange. Ainsi, dans la plupart des cas, une faible température combinée à une forte humidité ambiante augmente l'expansion, à l'exception de certaines compositions. Dans le cas d'un environnement faiblement humide, les effets dépendent encore plus de la composition du mélange. Ces effets sont dus aux différents coefficients thermiques des composants (Mirza, et al., 2013).

1.5.1.6 Résistance

La résistance en compression des coulis cimentaires est déterminée, dans la littérature, en fonction du standard ASTM C942 sur des spécimens cylindriques. De plus, une période de temps de 28 jours de mûrissement des spécimens est généralement employée (Mirza, et al., 2013).

Le premier facteur influençant la résistance en compression est, tout comme pour le béton, le rapport E/C. Aussi, la finesse des particules de ciment influence à la hausse la résistance du coulis. Cette influence est due à la réaction plus rapide et plus complète de l'hydratation du ciment microfin, résultant d'une résistance plus élevée après un temps de maturation donné. Pour la même raison, la température ambiante lors du mûrissement du coulis influence aussi la résistance. Par contre, celle-ci n'est pas nécessairement optimale pour une température plus élevée. En effet, il a été démontré qu'une température de mûrissement de 10°C engendre une résistance à long terme supérieure celle d'une température de 20°C. Il existe donc une température optimale de mûrissement à laquelle un coulis développe ses propriétés mécaniques optimales (Mirza, et al., 2013). Les superplastifiants tendent à réduire la résistance du coulis. Cependant, ils permettent une diminution considérable du rapport E/C pour atteindre la fluidité désirée.

1.5.1.7 Module d'élasticité et Poisson

Les coefficients d'élasticité et de Poisson sont nécessaires afin de pouvoir déterminer la rigidité et les déformations dans la modélisation structurale. Ceux-ci sont déterminés par la relation contrainte-déformation axiale à 50% de la résistance ultime en compression par des tests uniaxiaux sur des spécimens cylindriques en fonction du standard ASTM D3148 (Mirza, et al., 2013).

De la même façon que pour le béton, l'élasticité varie en fonction de la résistance en compression, puisqu'elle dépend des mêmes facteurs, sans cependant en être proportionnelle. Le module d'élasticité est donc très variable en fonction du rapport E/C . La référence (Mirza, et al., 2013) fournit différentes valeurs de modules d'élasticité en fonction des E/C , du type de ciment et des températures de mûrissement.

1.5.1.8 Adhésion

L'adhésion se définit comme la force de tension reliant le coulis à la paroi de béton de la fissure réparée. Cette propriété peut permettre de procurer à la fissure une certaine part de l'intégrité structurale, dans le cas où celle-ci a été causée par une sollicitation en tension ou en cisaillement.

L'adhésion est très faible comparativement à la résistance en compression. Elle est aussi plus faible que la résistance en traction directe du béton, ce qui en fait une faiblesse structurale, et qui engendre une rupture à l'interface béton-coulis. La référence (Mirza, et al., 2013) présente quelques résultats de l'adhésion du coulis au béton variant de 0,2 à 1,2 MPa de certains mélanges de coulis ayant différents types de ciments et pour lesquels le rapport E/C varie de 0,5 à 0,6, et dont le mûrissement a été fait à des températures différentes. Cette propriété varie de la même façon que la résistance à la compression. Les essais d'adhésion ont été faits sur des cylindres sciés obliquement et injecté de coulis, sur lesquels est appliquée une force de compression jusqu'à la rupture.

Une autre recherche a pu déterminer l'adhésion du coulis par module de rupture de poutres en béton de masse fissurées et réparées au coulis cimentaire. Par cette méthode, les valeurs d'adhésion obtenues pour des coulis cimentaire dont le rapport E/C équivaut à 1 et 0,5 sont de 0,55 MPa et 0,95 MPa respectivement. Il est à noter que la rupture de ces spécimens a aussi eu lieu à l'interface béton-coulis (Gallagher & Léger, 2014).

1.5.1.9 Durabilité

La durabilité d'une réparation de fissure par injection de coulis cimentaire dépend principalement de la proportion de remplissage du coulis combiné à la circulation de l'eau dans la fissure. En effet, un important gradient hydraulique en contact avec la réparation causera une dégradation plus importante de celle-ci, simplement par érosion. Ainsi, une fissure adéquatement réparée présentera

un remplissage adéquat, limitant le passage de l'eau et augmentant significativement la durabilité de la réparation (Houlsby, 1990).

1.5.1.10 Conception des mélanges de coulis cimentaires

Le choix de la composition du coulis se fait de façon à pouvoir optimiser les caractéristiques relatives à la mise en œuvre ainsi qu'au coulis durci. Afin de réaliser un mélange de coulis cimentaire adéquat en fonction des conditions de mise en place, de la facilité de mise en œuvre et de caractéristiques mécaniques optimales, il est possible de se baser sur certaines études présentant les différentes propriétés en fonction de la composition, soit le rapport E/C, le type de ciment et les adjuvants, ainsi qu'en fonction des conditions auxquels doit faire place le coulis, telles que (Mirza, et al., 2013) et (Saleh, et al., 1993). Par ailleurs, les différents fabricants proposent certaines formulations de coulis et fournissent les différentes propriétés relatives à ces formulations. Finalement, des tests en laboratoire peuvent être faits sur différentes compositions de coulis afin de définir un mélange optimal au niveau de la viscosité, de la stabilité, de la prise du coulis et des caractéristiques mécaniques (Lombardi & Deere, 1993).

Le Tableau 3 présente la composition équivalente des coulis cimentaires utilisés dans les injections réalisées au barrage Daniel-Johnson.

Tableau 3 : Mélanges de coulis cimentaire équivalents utilisé au barrage Daniel-Johnson
(Gallagher, 2012)

Ingredients	(I) W/C = 1.0		(II) W/C = 0.5	
	V	m	V	m
	[L]	[kg]	[L]	[kg]
Micro-fine cement	4.21	12.39	4.25	12.5
Water	12.14	12.14	6	6
Superplasticizer	0.25	-	0.25	-
Total	16.6		10.5	

1.5.2 Méthodes d'injection, contrôle de qualité et mise en œuvre

Considérant les nombreux et différents cas où la réhabilitation d'ouvrages par injection est la procédure de réparation sélectionnée, il existe plusieurs méthodes d'injection. De plus, ce type de réparation étant relativement jeune, les méthodes utilisées sont en constantes évolution. Les

différentes méthodes visent à optimiser la pression, le débit et le volume d'injection afin de permettre une pénétration optimale du coulis, sans engendrer de fracturation hydraulique et de propagation de fissure par une pression trop élevée.

Il est intéressant d'étudier ici les méthodes d'injection classique, classique modifiée et GIN (Grouting Intensity Number), applicables dans la réhabilitation de fissures de barrages. Le principe de base de chacune de ces méthodes est le même, soit de forer plusieurs trous au travers de la fissure, dans lesquels l'injection est effectuée. Ensuite, différents paramètres vont être variés à mesure que le processus d'injection s'effectue, dépendamment de la méthode utilisée.

Une connaissance approfondie des caractéristiques géométriques et de l'état des contraintes des fissures à injecter est nécessaire. Ces connaissances permettent de déterminer plusieurs paramètres d'injection, tels que les volumes et les pressions maximales d'injection.

1.5.2.1 Méthode classique

La méthode classique est utilisée depuis plusieurs décennies, ce qui en fait une méthode relativement rudimentaire. Elle consiste à injecter en premier un coulis avec un haut rapport E/C, soit environ 5, instable, qui, puisque moins visqueux, a une grande pénétrabilité, ce qui permet de pénétrer plus profondément dans les fissures et qui entraîne une décantation des particules de ciment en amont de l'écoulement du coulis. Ainsi, malgré la faible qualité du coulis, la décantation des particules de ciment cause une couche de coulis plus adéquate dans les fissures minces. Le rapport E/C du coulis est graduellement diminué à mesure que l'opération d'injection s'effectue jusqu'à un rapport de 0,75. Cette diminution graduelle est conjuguée à une augmentation de la pression d'injection, jusqu'à une pression maximale appelée pression de refus, laquelle est fixée de façon à éviter la fracturation hydraulique. Un faible pourcentage du coulis injecté est donc retenu dans la fissure, dépendamment de la géométrie de celle-ci. La méthode classique a été utilisée entre autre dans la réhabilitation de fissures plongeante du barrage Daniel-Johnson (Lapointe, 1997).

1.5.2.2 Méthode classique modifiée

La méthode d'injection classique modifiée se différencie de la méthode classique principalement par le mélange du coulis utilisé. D'abord, la méthode prescrit un coulis stable avec un rapport E/C significativement plus faible, soit d'un maximum de 1. Aussi, afin de contrer les effets du faible

rapport E/C, donc d'augmenter la maniabilité et la pénétrabilité du coulis, un superplastifiant est ajouté au mélange, soit à un taux de 1%. De plus, afin d'injecter des fissures très fines, soient de moins de 0,5 mm, un ciment microfin est préférablement utilisé.

Un coulis ainsi composé procure de meilleures caractéristiques mécaniques, une meilleure adhérence de celui-ci aux parois de la fissure, un retrait moins important durant la prise, ainsi qu'une meilleure durabilité. Aussi, durant l'injection, ce type de composition procure un ressuage amoindri, une résistance au lessivage plus élevée, un risque moins élevé de fracturation hydraulique ainsi qu'un temps nécessaire à l'injection diminué.

Considérant la particularité du mélange de coulis, celui-ci doit être expérimenté et élaboré de façon à ce qu'une composition et qu'un processus de malaxage optimums soient réalisés, pour laquelle la compatibilité avec les adjuvants est vérifiée (Lapointe, 1997).

1.5.2.3 Méthode GIN

La méthode d'injection du « Grouting Injection Number » (GIN), relativement récente, utilise un seul mélange de coulis, stable, avec un rapport E/C peu élevé, soit 0,67 à 0,8, auquel est ajouté un superplastifiant afin d'en améliorer la pénétrabilité. Cette méthode se base sur l'hypothèse que le risque de défaillances et l'efficacité de l'opération d'injection sont fonctions de la combinaison des propriétés du coulis, de la pression d'injection et du volume de coulis injecté, et non de chacun de ces paramètres individuellement (Bremen R. , 2008).

Le principe de base consiste à ce que l'injection suive la valeur GIN, correspondant à une efficacité d'injection optimale, tant au niveau de la pénétration du coulis qu'au niveau du risque de défaillance de l'opération, correspondant à la fracturation hydraulique de la fissure injectée. La valeur GIN est définie comme le produit de la pression maximale d'injection par le volume maximal de coulis pouvant être injecté. Elle est obtenue à partir des caractéristiques géométriques de la fissure à réhabiliter, de son emplacement dans la structure et des caractéristiques rhéologiques du coulis utilisé. La référence (Turcotte, et al., 1994) présente plus en détail le calcul devant être effectué afin d'en arriver à cette valeur. L'optimisation de l'opération d'injection consiste à faire confondre les paramètres de pression et de débit d'injection, lesquels sont contrôlés durant la mise en œuvre, avec la valeur GIN définie préalablement. Ainsi, en mesurant en temps réel ces

paramètres d'injection, il est possible comparer en graphique les pressions et volumes instantanés avec une courbe correspondant à la fois à la valeur GIN ainsi qu'aux paramètres maximums de volume et de pression d'injection, tel qu'illustré à la Figure 15. Pour cette figure, la courbe 1 en (a) représente la valeur GIN selon la pression d'injection en fonction du volume d'injection. Le second graphique (b) représente la courbe de pénétrabilité, soit le débit sur la pression d'injection en fonction du volume injecté. Les courbes 2 et 3 représentent l'état de l'opération d'injection.

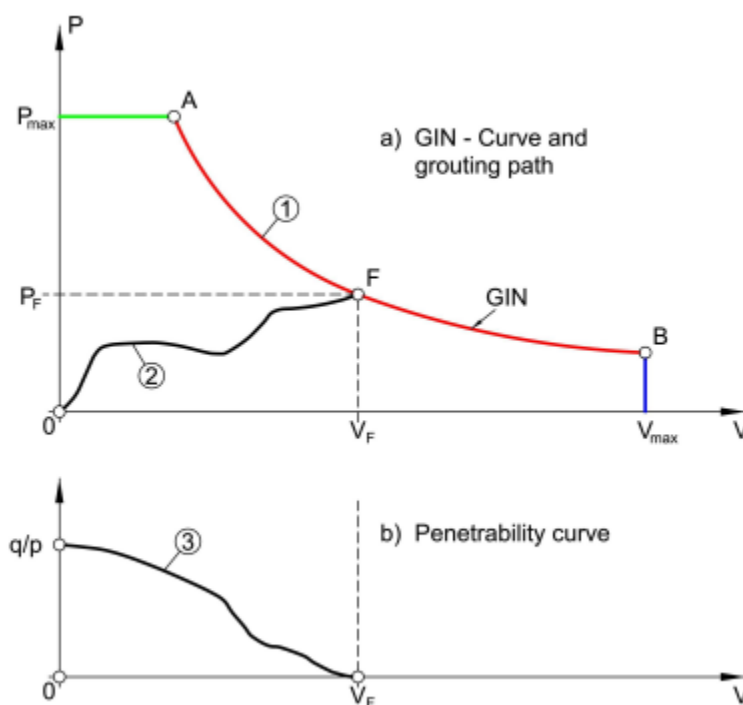


Figure 15: Principe de la valeur GIN (Turcotte, et al., 1994)

Le principe de la méthode du GIN consiste à faire confondre les paramètres de débit et de pression d'injection avec la courbe GIN. Cette dernière est une cible à atteindre, et ne consiste donc pas en un critère d'arrêt de l'injection. Ce dernier correspond plutôt au moment où le débit d'injection devient nul, ou à l'atteinte des paramètres maximums de pression ou de volume (Lombardi G. , 2008).

En appliquant une telle méthode, certaines combinaisons de paramètres indésirables sont éliminées, telles qu'une haute pression d'injection conjuguée à un haut volume, une condition engendrant un grand risque de fracturation hydraulique, ainsi qu'une basse pression jumelée à un faible volume,

condition qui engendre un remplissage insuffisant des fissures injectées (Lombardi & Deere, 1993). C'est une méthode qui a été prouvée comme étant efficace techniquement et économiquement, en se basant sur plusieurs ouvrages à travers le monde pour lesquels celle-ci a été utilisée, mais principalement pour l'injection de fondations rocheuses. Pour une fissure de béton de barrage en contact avec le réservoir, un déversement du coulis est risqué, et donc le volume d'injection peut être difficile à contrôler.

1.5.2.4 Facteurs affectant la mise en œuvre

Mis à part les caractéristiques rhéologiques des coulis et les méthodes utilisées, d'autres facteurs influenceront l'efficacité de l'opération d'injection. En fait, l'efficacité dépend aussi du milieu et de l'environnement dans lequel l'injection est faite, soient les caractéristiques de la fissure injectée, les équipements utilisés et les facteurs climatiques de la mise en œuvre.

La caractéristique principale d'une fissure influençant son injection est l'ouverture. En effet, le ciment utilisé dans la composition du coulis doit d'abord être choisi en fonction de l'ouverture de la fissure, de façon à s'assurer que le coulis pénètre adéquatement dans la fissure. Par exemple, pour une fissure de moins de 0,5 mm, l'utilisation d'un coulis à base de ciment Portland ordinaire s'avère inadéquate. Un ciment microfin doit être utilisé dans le cas de fissures aussi fines. La finesse d'une fissure occasionne aussi de plus importantes pertes de charges, diminuant ainsi la pression d'injection. La sinuosité, l'irrégularité et la rugosité des fissures influencent aussi la pénétrabilité par les pertes de charges qu'ils induisent (Lapointe, 1997).

Les équipements utilisés doivent être en mesure de fournir les caractéristiques nécessaires à l'injection. D'abord, le malaxage doit être effectué de façon à produire un coulis uniforme. Ensuite, l'agitateur doit permettre au coulis de conserver ses caractéristiques rhéologiques avant son injection, et d'éviter une décantation des particules cimentaires en suspension. Finalement, la pompe utilisée doit permettre des pressions suffisamment élevées afin d'assurer la pénétration adéquate du coulis dans les fissures.

Les opérations d'injection lorsque la structure est sous le point de congélation ne peuvent pas être accomplies adéquatement. Non seulement le coulis rencontrera des difficultés quant à l'hydratation du ciment, ce qui peut être compensé par certaines méthodes, mais l'eau contenue dans les fissures

forme de la glace sur les parois de la fissure. Ainsi, l'injection de coulis laissera un vide à la surface des fissures dû à cette glace. À l'inverse, les opérations d'injection sous hautes températures accélèrent la prise du coulis, ce qui peut occasionner une modification des caractéristiques rhéologiques du coulis, et ainsi diminuer la pénétrabilité de celui-ci. Il est aussi possible que cette accélération de la prise cause une floculation du coulis dans les équipements relatifs à l'opération. Plusieurs méthodes de refroidissement du coulis, telles que l'ajout de glace au mélange de coulis, peuvent être utilisées (Weaver, 1991).

1.6 Réparation des fissures par injection de matériau époxyde

1.6.1 Rhéologie et caractéristiques mécanique des matériaux époxydes

Il est pertinent d'étudier ici les caractéristiques des matériaux époxydes de la même façon que précédemment, permettant ainsi de comparer les deux types de matériaux. La norme ASTM C881 peut servir de guide dans le choix de résine époxyde pour la réparation de fissures, puisqu'elle présente les propriétés devant être respectées par le matériau choisi pour de telles réparations (Trout, 1997).

1.6.1.1 Stabilité

Lors de sa mise en œuvre, la résine d'époxy est un fluide ne contenant pas de particules. Elle ne présente donc pas de sédimentation. Aussi, le matériau étant uniforme et homogène, la stabilité n'est pas une caractéristique comparative pertinente dans le cas des produits époxydes.

1.6.1.2 Viscosité

Une grande plage de viscosités est couverte par les différents matériaux époxydes disponibles sur le marché. Une viscosité de 200 à 1000 cP est attribuable à un époxy à faible viscosité et de 1000 à 3000 cP pour un époxy à moyenne viscosité (Trout, 1997). De plus, certains produits du marché peuvent présenter une viscosité très élevée, allant jusqu'à 100000 cP (Privileggi, et al., 2012).

Bien qu'augmentant la pénétrabilité, l'époxy à très faible viscosité n'est pas nécessairement le matériau le plus performant. Si la fissure injectée présente un béton poreux, un époxy à faible viscosité peut être absorbé par action capillaire dans les pores du béton, laissant ainsi une adhésion

affaiblie de l'époxy au béton. Aussi, ce type d'époxy peut plus difficilement repousser l'eau présente dans la fissure injectée. En effet, l'eau contenue dans pores du béton peut se mélanger avec l'époxy injecté, engendrant une liaison plus faible de celui-ci au béton (Trout, 1997).

Par contre, la viscosité n'est généralement pas un critère devant être nécessairement respecté pour des travaux d'injections. La résine époxyde choisie devra avant tout respecter des critères mécaniques. La viscosité du produit est plutôt une propriété qui est laissée à la discrétion du manufacturier et du maître d'œuvre (Trout, 1997). Généralement, une faible viscosité sera recherchée afin de permettre une meilleure pénétration lorsque combinée à une faible pression d'injection du matériau dans les fissures, et plus spécifiquement les fissures plus fines. Par contre, une faible viscosité rend le matériau plus sensible au lessivage. Conséquemment, lorsque des pressions et déplacements d'eau importants surviennent dans les fissures devant être réparées, il peut être requis d'opter pour un matériau plus visqueux et thixotropique combiné à une pression d'injection plus élevée (Privileggi, et al., 2012).

La viscosité d'un coulis époxyde varie en fonction de trois facteurs, soient la température ainsi que les proportions de diluant réactif et d'agent de durcissement dans le mélange époxyde. De ceux-ci, la température est le facteur le plus influent sur cette propriété, suivie par la quantité de diluent réactif. La Figure 16 présente la variation de la viscosité causée par la température pour un produit d'époxy à faible viscosité. Elle indique une diminution de la viscosité avec une augmentation de la température (Zhou, et al., 2011).

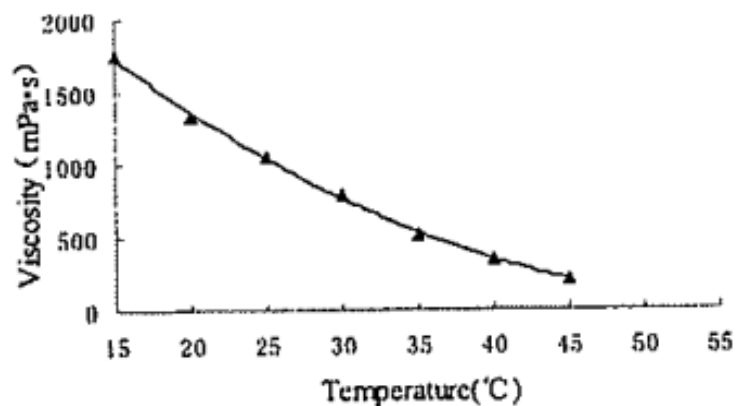


Figure 16 : Influence de la température sur la viscosité de l'époxy (Zhou, et al., 2011)

La proportion de diluent réactif dans le mélange époxyde diminue quant à elle la viscosité du produit. Ainsi, pour une température donnée, il est possible de faciliter l'injection par l'amélioration de la pénétrabilité en augmentant la proportion de diluent réactif (Zhou, et al., 2011).

1.6.1.3 Prise et durcissement

Une propriété importante pour la mise en place d'un produit d'époxy est sa durée pratique d'utilisation (pot life), qui correspond au temps durant lequel le matériau est injectable. Cette propriété varie en fonction des accélérateurs et retardateurs qui peuvent être ajoutés au mélange, engendrant ainsi un temps pouvant aller de quelques minutes à quelques heures. Ainsi, la durée pratique d'utilisation est grandement variable, dépendamment des besoins recherchés. Par exemple, une situation d'injection à faible pression, le produit doit avoir une longue durée pratique d'utilisation, soient plusieurs heures, afin de permettre le temps nécessaire à la pénétration adéquate du coulis. À l'inverse, il est possible d'utiliser un produit qui peut engendrer une résistance très rapidement, soit environ deux heures après l'injection. Dans ce cas, la durée pratique d'utilisation nécessaire peut être aussi courte qu'environ cinq minutes (Trout, 1997). La référence (Krauss, et al., 1995) fournit les temps expérimentaux obtenus en comparaison avec les temps fournis par les manufacturiers pour de nombreux produits d'époxy disponibles.

Il est à noter que la durée pratique d'utilisation ne correspond pas au temps de durcissement complet du coulis, ce dernier représentant plutôt le temps nécessaire au produit afin d'atteindre ses propriétés mécaniques ultimes (Trout, 1997).

Mise à part les ajouts modifiant les propriétés de temps de maniabilité et de durcissement, la température joue aussi un rôle important dans l'influence de celle-ci, puisqu'elle influence la vitesse de réaction chimique du produit. Ainsi, étant donné qu'une température élevée stimule la réaction chimique ayant lieu dans le produit, le temps de maniabilité et de durcissement diminue avec l'augmentation de la température (Trout, 1997). Certaines expérimentations ont d'ailleurs été conduites sur le développement des propriétés mécanique d'époxy lorsque celui-ci s'effectue dans différentes conditions thermiques, soient à température constante ou dans des conditions cycliques. Ces résultats ont entre autre mené à la réalisation d'un modèle analytique de prédiction du développement des propriétés mécaniques en fonction de certaines conditions thermiques (Moussa, et al., 2012). Cette étude montre entre autre une forte dépendance du développement des propriétés

mécaniques, soit de la rigidité et de la résistance, envers les conditions de températures dans lesquelles le produit effectue son durcissement. Il est donc important de considérer les conditions de température des travaux d'injection lors de l'élaboration du produit à utiliser.

Étant donné que le durcissement du produit correspond à une réaction chimique de polymérisation, celle-ci ne peut s'initialiser à une température inférieure qu'à un minimum spécifique. De manière générale, cette température correspond à environ 5°C (Bremen R. , 2004).

1.6.1.4 Retrait et expansion

Le comportement de retrait ou d'expansion suite au durcissement du coulis d'époxy dépend de la formulation du produit. Ainsi, il faut vérifier cette propriété avec le fabricant afin de se procurer un produit présentant un comportement de déformation adéquat pour les travaux à effectuer.

1.6.1.5 Résistance

La résistance en compression de l'époxy est habituellement la première propriété du produit évaluée. La norme ASTM C881 prescrit, pour une réparation structurale de fissure, une résistance à la compression minimale à 7 jours d'environ 69 MPa (10000 psi). La résistance en compression est évaluée en fonction de la norme ASTM D695, spécifiant la méthode pour l'évaluation de la résistance en compression de plastiques rigides (Trout, 1997).

La résistance en tension d'un produit époxyde destiné à la réparation structurale doit dans tous les cas être supérieure à la résistance en tension du béton, afin qu'il n'y ait pas réinitialisation de fissure suite à la réparation. Elle équivaut cependant généralement à significativement plus. La norme ASTM C881 spécifie une résistance minimale en tension à 7 jours d'environ 48 MPa (7000 psi) pour la réparation structurale de fissure (Trout, 1997).

Les deux facteurs principalement influents sur la résistance sont les proportions de diluant réactifs et d'agent de durcissement dans le mélange du produit. Dans le cas de la résistance en compression, la proportion d'agent de durcissement est plus déterminante, tandis que pour la résistance en tension, les deux facteurs influencent de façon équivalente. Conséquemment, ces propriétés sont très variables, dépendamment du produit utilisé et du fabricant choisi. La référence (Zhou, et al., 2011) présente des résultats expérimentaux démontrant l'influence de ces facteurs sur la résistance

d'un produit d'époxy de haute résistance à faible viscosité. Elle présente entre autre une variation de la résistance à la compression de 20,2 MPa à 76,61 MPa ainsi que de la résistance à la traction de 7,56 MPa à 18,36 MPa pour une composition d'agent de durcissement variant de 20 à 60%, respectivement.

La température intervient dans l'évolution de la résistance du produit par les conditions thermiques dans lesquelles celui-ci effectue son durcissement. L'évolution est plus lente si le durcissement s'effectue dans des températures faibles, et vice-versa (Moussa, et al., 2012). Cependant, la température intervient aussi directement sur la résistance de l'époxy. Des essais en traction sur des spécimens d'époxy pour des températures de 5 à 40°C ont en effet pu démontrer que la résistance du matériau diminue significativement avec une augmentation de la température, même au point d'influencer le mode de rupture, comme le démontre la figure suivante (Shin, et al., 2011) :

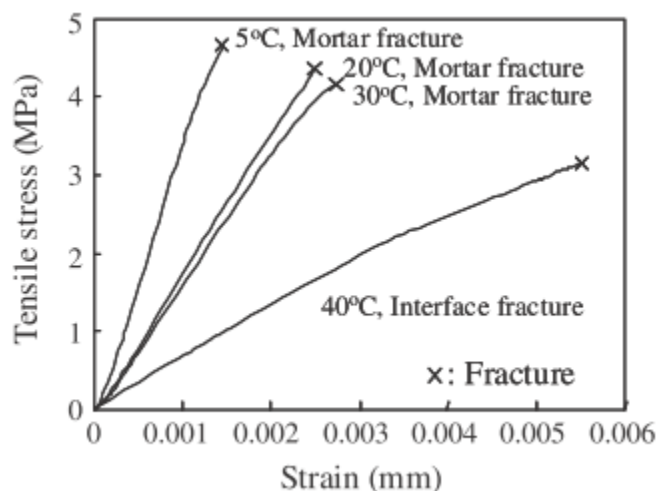


Figure 17 : Comportement de déformation en traction de spécimens de mortier réparés à l'époxy en fonction de la température (Shin, et al., 2011)

De plus, ces mêmes essais témoignent aussi de la plus grande capacité de déformation avant la rupture, dans le sens où pour une température élevée, la déformation avant la rupture est significativement plus élevée que pour une température faible.

Une étude expérimentale a par ailleurs été élaborée sur le comportement en résistance ultime d'éléments structuraux réparés à l'époxy. L'étude consiste en l'évaluation de l'efficacité de la réparation par époxy de cubes de béton présentant différents patrons de fissures, par une

sollicitation en compression de ces cubes. L'efficacité de la réparation est définie comme un pourcentage comparatif à la résistance du cube non-fissuré. Des efficacités de réparation de près de 90% ont pu être déterminées dans cette étude (Issa & Debs, 2007).

1.6.1.6 Module d'élasticité

Le module d'élasticité des produits époxydes est déterminé en suivant la norme ASTM D695, et correspond au ratio de la contrainte appliquée par la déformation lors de l'application d'une contrainte en compression. Ce paramètre est nettement plus faible que celui du béton. En effet, la norme ASTM C881 stipule qu'un produit époxyde présentant un module d'environ 1400 MPa (200000 psi) est requis pour la réparation structurale de fissures. Étant donné que la réparation par injection d'époxy engendre de minces couches de produit, le faible module d'élasticité n'a pas réellement d'incidence sur la déformation ayant lieu à l'endroit de la réparation (Trout, 1997).

Puisqu'il varie entre autre en fonction de sa composition et de l'évolution de son durcissement, le module élastique des produits d'époxy varie de la même façon que la résistance. En effet, il a été démontré que la relation entre la résistance et la rigidité de l'époxy est linéaire lors de l'évolution du durcissement du produit (Moussa, et al., 2012).

La rigidité du matériau varie aussi de façon significative en fonction de sa température. Pour une température plus élevée, l'élasticité de l'époxy est plus faible. Des essais effectués ont en effet pu démontrer un taux de déformation en traction beaucoup plus élevé pour une température de 40°C par rapport à 5°C, comme en témoigne la Figure 18 (Shin, et al., 2011).

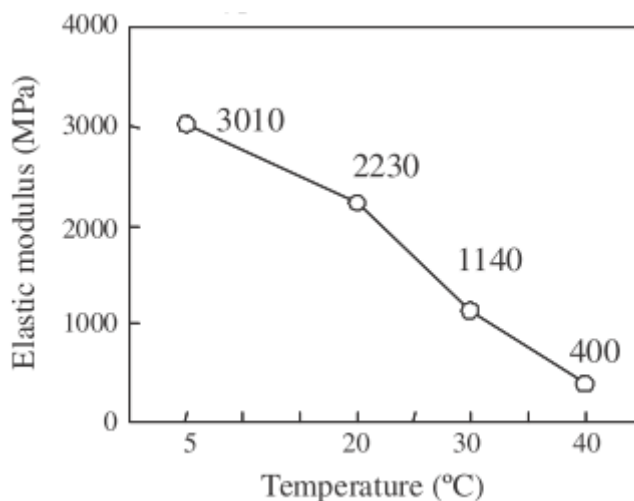


Figure 18 : Relation entre le module élastique et la température de l'époxy (Shin, et al., 2011)

Par ailleurs, un module d'élasticité trop élevé peut engendrer un matériau de réparation fragile, qui peut fissurer. Ainsi, la performance de la réparation n'est pas nécessairement reliée à un module élastique élevé (Trout, 1997).

1.6.1.7 Efficacité mécanique

Il est pertinent de mettre en perspective le comportement en déformation du matériau injecté de façon à obtenir une bonne qualité de réparation. En effet, celle-ci n'est pas reliée nécessairement à une résistance et une rigidité élevée, puisque celles-ci sont généralement reliées à une faible déformation avant la rupture. Ainsi, pour une fissure active, par exemple, une certaine déformation doit être permise sans rupture.

D'un côté, si le matériau utilisé est très rigide et résistant, il impliquera d'importants efforts au travers de la fissure réparée, et, malgré une résistance élevée, des déformations trop importantes peuvent tout de même mener à une fissuration de la réparation. Par contre, si le matériau choisi est faiblement rigide, il peut engendrer une trop faible contribution à la restauration de l'intégrité structurale puisque peu d'efforts seront transités par le matériau d'injection. Conséquemment, le matériau utilisé doit présenter un équilibre optimal entre la rigidité et la flexibilité.

1.6.1.8 Adhésion

L'adhésion est une propriété des produits d'injection époxydes très importante, considérant le rôle qu'a la réparation par injection d'époxy d'assurer une partie de l'intégrité structurale à l'ouvrage réhabilité. En effet, c'est cette propriété qui dicte l'efficacité de la réparation de fissure. Plusieurs méthodes sont valides afin d'évaluer l'adhésion de l'époxy à une surface de béton, pour la sollicitation en cisaillement ou en tension.

D'abord, la norme ASTM C882 spécifie un procédé standard pour évaluer l'adhésion en cisaillement d'un époxy sur une surface de béton. Le procédé consiste à charger en compression une paire de demi-cylindres avec surface inclinée assemblés par un produit d'époxy. Étant donné l'inclinaison du joint entre les deux spécimens, la charge sollicite en cisaillement et en compression l'interface époxy-béton (Trout, 1997).

Une méthode pour évaluer l'adhésion de l'époxy à une surface de béton est le test de tension directe, spécifié par l'ACI 503. Elle consiste à assembler un tuyau fileté à une surface de béton par l'utilisation d'un époxy d'injection. Lorsque celui-ci a terminé son mûrissement, il suffit d'atteindre la rupture de l'assemblage par traction du tuyau fileté (Trout, 1997).

L'adhésion peut aussi être évaluée par des tests sur des spécimens de poutres. Un test de module de rupture effectué sur une poutre en béton présentant une fissure réparée à l'époxy peut être fait pour déterminer l'adhésion en traction de l'époxy au béton. Il est aussi possible d'évaluer l'adhésion de l'époxy au béton en cisaillement sur une poutre en béton. Les deux méthodes décrites ici sont illustrées ci-après (Kan, et al., 2008).

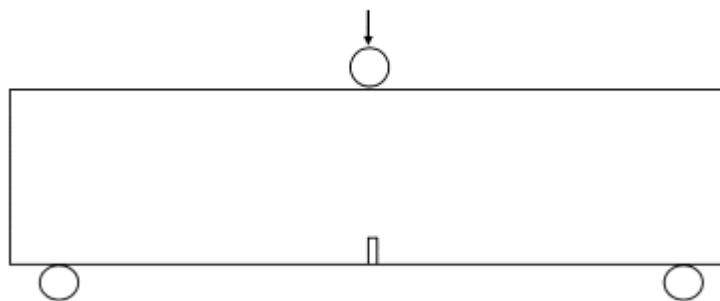


Figure 19 : Configuration du chargement pour module de rupture de poutre en flexion (Kan, et al., 2008)

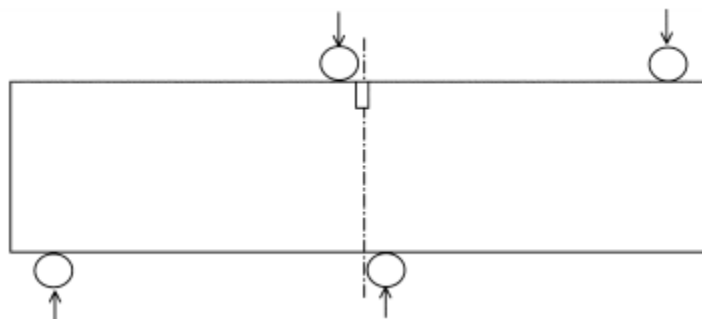


Figure 20 : Configuration du chargement pour rupture de poutre en cisaillement (Kan, et al., 2008)

Dans la grande majorité des cas, l'adhésion de l'époxy au béton est supérieure à la résistance en traction du béton. Conséquemment, la rupture d'un élément de béton réparé à l'époxy se fait majoritairement dans le béton intact, et non à l'interface époxy-béton (Trout, 1997).

L'adhésion de l'époxy au béton a pu être étudiée dans quelques études en fonction de certains paramètres variables, de façon à établir les facteurs influents sur cette propriété. Ainsi, les différents facteurs qui ont pu être déterminés sont la tension de surface et l'angle de contact qu'a l'époxy avec le béton, la température, l'humidité relative, les cycles thermiques, les dimensions de la fissure réparée ainsi que certains ajouts pouvant être faits au produit.

Une adhésion adéquate de l'époxy au béton provient de sa capacité à mouiller ou à s'étendre sur une surface de béton. Cette capacité est déterminée par la tension de surface de l'époxy au béton. La tension de surface est déterminée par l'angle de contact que fait une goutte du liquide sur la surface de béton, tel qu'illustré à la Figure 21. Un produit présentant un faible angle de contact a une plus faible tension de surface (Trout, 1997). Plus la tension de surface du produit est faible, plus l'époxy a une grande capacité à mouiller la surface de béton, donc la surface des fissures, augmentant ainsi la pénétrabilité du produit, et améliorant du même coup l'adhésion (Krauss, et al., 1995).

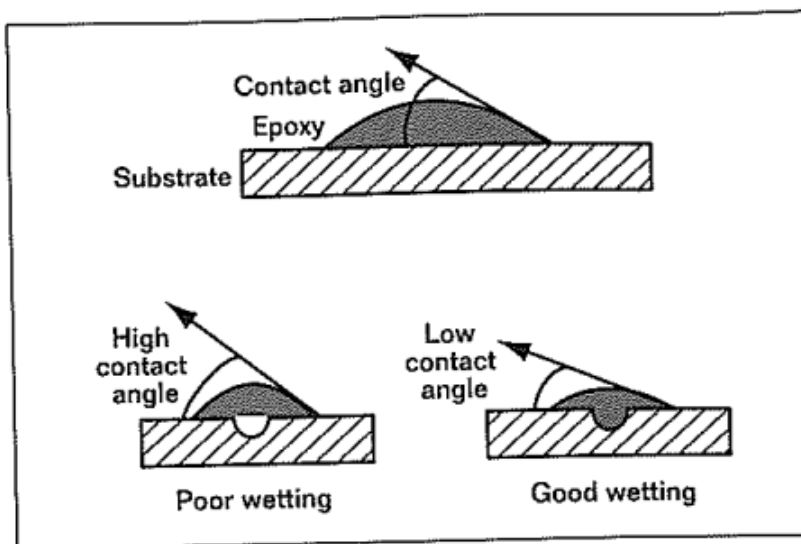


Figure 21 : Angle de contact d'un fluide (Trout, 1997)

Certaines conditions d'exposition causent aussi une variation de la capacité adhésive de l'époxy. D'abord, des essais d'adhésion avec une variation de température d'exposition ont pu démontrer l'influence de celle-ci sur la qualité de l'adhésion. Les essais pour des températures de 5 à 40°C sur des spécimens de mortier ont démontrés qu'une augmentation de la température diminue l'adhésion, comme en témoigne la Figure 17. Cet effet se traduit par un changement du mode de rupture du spécimen. Pour des températures allant jusqu'à 30°C, la rupture se fait dans le mortier, alors que pour une température de 40°C, la rupture se produit à l'interface époxy-mortier, témoignant ainsi de la diminution de l'adhésion (Shin, et al., 2001).

Aussi, il a été démontré que l'humidité relative a un impact sur cette propriété, de telle façon qu'une humidité relative élevée cause une légère altération de la capacité adhésive (Prolongo, et al., 2006). De plus, les conditions d'immersion ont pu être étudiées sur l'adhésion. Il a été démontré que l'adhésion de l'époxy au béton est plus faible après que celui-ci ait été immergé pendant une certaine période. En fait, par l'immersion du matériau, celui-ci présentera une certaine absorption de l'eau. L'absorption se traduit entre autre en une perte d'adhésion, et est fonction de la densité de la structure interne du matériau. Conséquemment, plus un matériau a une densité de structure interne élevée, moins il présentera une absorption importante de l'eau en condition immergée, et donc moins la perte d'adhésion au béton sera importante (Tu et Kruger, 1996).

Par ailleurs, les cycles thermiques ont aussi une influence notable sur le comportement adhésif des produits d'époxy. En effet, des tests en flexion sur des poutres en béton réparées avec plusieurs produits d'époxy ont démontré une réduction significative de l'adhésion suite à l'application de cycles thermiques aux spécimens de poutres injectés. Les cycles varient de 50°C, soit entre 20°C et 70°C. Ces tests présentent d'abord une rupture dans le béton initialement non-fissuré, et non à l'interface époxy-béton, pour les spécimens n'ayant subi aucun cycle thermique. Par contre, suite à 50 cycles, le mode de rupture change pour un décollement des deux matériaux avec des traces de béton liées à l'époxy, et sans aucune de ces traces pour 100 cycles et plus. Les tests présentent donc une diminution continue de l'adhésion à mesure que le nombre de cycles thermiques subits par les spécimens augmentent. Il a été déterminé que cette diminution est proportionnelle au ratio des coefficients thermiques du béton et de l'époxy. Conséquemment, la déformation différentielle entre l'époxy et le béton cause un affaiblissement de l'interface par fatigue (Al-Mandil, et al., 1990).

Les dimensions de la fissure à réparer ont aussi une influence notable sur l'adhésion du produit d'époxy injecté. Des tests sur des poutres de béton fissurées et réparées par injection ont démontré l'influence de l'ouverture de la fissure sur l'efficacité de la réparation. D'abord, l'étude réalisée analyse la réparation de fissures par module de rupture en flexion, tel qu'illustré à la Figure 19. Les résultats indiquent que l'efficacité de la réparation d'une fissure est plus grande pour une fissure plus mince. Cette conclusion a pu être tirée en comparant la réparation de fissures de 1, 5 et 10 mm. La réparation de la fissure de 1 mm présente une efficacité de 100% tandis que celle de 10 mm présente une efficacité d'environ 70%. La tendance s'applique aussi pour la réparation de poutre testée en cisaillement, telle qu'illustré à la Figure 20 (Kan, et al., 2008).

Finalement, l'impact d'ajout de sable a pu être étudié sur le comportement de certains produits d'époxy. La référence (Kan, et al., 2008) a démontré que la résistance d'une réparation sur des poutres en flexion et en cisaillement augmente avec l'ajout de sable dans le mélange d'époxy. Cependant, cette technique ne peut pas être appliquée pour des fissures trop minces, telles que de 1 mm, dû à la taille des particules utilisées.

1.6.1.9 Coefficient thermique

Le coefficient thermique de l'époxy varie légèrement selon les différents types de produits distribués par les fournisseurs, et dépend ainsi de sa composition (Al-Mandil, et al., 1990). En règle

générale, le coefficient d'expansion thermique de l'époxy correspond environ à 10 fois celui du béton. Conséquemment, la réparation par époxy est plus adéquate pour une fissure fine, puisqu'elle engendrera ainsi de moins importantes déformations différentielles, et ainsi moins de contraintes importantes répétées à l'interface béton-époxy (Trout, 1997).

1.6.1.10 Durabilité

La propriété de durabilité de la réparation à qualifier ici se rapporte en fait à la durabilité de l'interface béton-époxy, puisque celui-ci correspond à l'élément de faiblesse de la réparation. En fait, c'est l'étanchéité de l'interface qui est reliée à la durabilité de la réparation, puisqu'elle est déterminante pour l'infiltration d'impureté et d'agents agressifs en profondeur de la structure réparée.

Certaines études expérimentales ont démontrées l'influence des cycles thermiques sur le comportement adhésif, tel que présenté précédemment, dû à la différence des coefficients thermiques du béton et de l'époxy (Al-Mandil, et al., 1990). Ce comportement se transpose au niveau de la durabilité de la réparation. En effet, si la fissure injectée subit un nombre important de cycles thermiques, l'adhésion à l'interface époxy-béton s'affaiblit. Ainsi, considérant ce phénomène conjugué à une certaine sollicitation structurale à l'emplacement de la fissure réparée, une réouverture de celle-ci peut apparaître, permettant ainsi l'infiltration d'eau en profondeur de la structure.

Par ailleurs, l'humidité relative est un facteur influent de la propriété d'adhésion de l'époxy au béton, sans l'être autant que l'application de cycles thermiques. Ainsi, des conditions d'humidité relative élevée peuvent aussi se traduire en une légère diminution de la durabilité de la réparation effectuée (Prolongo, et al., 2006).

De la même façon, étant donné que les conditions d'immersion d'une réparation à l'époxy ont une influence notable sur l'adhésion, la diminution de la durabilité de la réparation s'y rattache aussi (Tu et Kruger, 1996).

Finalement, il est à noter que le rayonnement ultraviolet peut avoir un effet de dégradation sur l'époxy. Cependant, cet effet de dégradation est limité aux surfaces d'époxy exposées (Trout, 1997). Ainsi, ces effets de dégradation sont très peu applicables dans le cas des réparations de

fissures de barrage, pour lesquelles la surface exposée est relativement très faible par rapport au volume d'époxy utilisé.

1.6.1.11 Résistance à la fatigue

La résistance à la fatigue de l'époxy peut s'avérer être une propriété importante pour la réparation de fissure, puisque celle-ci peut être soumise à des chargements cycliques, comme par exemple dans le cas de la réparation d'une fissure active. En effet, les essais effectués démontrent que l'application d'un certain nombre de cycles de chargement diminue la performance d'une réparation de fissure à l'époxy, par la diminution de sa capacité de déformation ainsi que par l'influence sur l'adhésion. Conséquemment, l'évaluation de la résistance à la fatigue est pertinente à évaluer et que l'évaluation de la résistance et de l'adhésion du matériau seulement n'est suffisante pour caractériser totalement la performance de celui-ci (Shin, et al., 2011).

Des essais ont pu établir que la résistance à la fatigue d'une réparation de fissure de béton à l'époxy varie en fonction de la température. Ils démontrent que la rupture due à la fatigue est accélérée avec une température plus élevée, et que le mode de rupture change aussi pour devenir une rupture de l'interface époxy-béton (Shin, et al., 2011).

En fait, l'influence de ce facteur peut amener à penser que la résistance à la fatigue varie de la même façon que la propriété d'adhésion au béton de l'époxy. Des études supplémentaires seraient à réaliser.

1.6.2 Procédure d'injection, contrôle de qualité, mise en œuvre

Le principe d'injection de produit d'époxy reste le même que pour les coulis cimentaires. Des trous doivent être forés à l'endroit de la fissure, par lesquelles est acheminé sous pression le coulis d'époxy.

1.6.2.1 Méthode GIN

La méthode d'injection « Grouting Intensity Number » peut aussi être utilisée avec un matériau d'injection à l'époxy, considérant que cette méthode nécessite un matériau stable, qui présente les mêmes propriétés à l'état liquide tout au long de l'opération.

1.6.2.2 Méthode RODUR

La méthode d'injection nommée RODUR ne correspond pas uniquement à une procédure de mise en œuvre, mais consiste en un processus complet comprenant les étapes d'analyse et recherche des causes de fissuration, de sélection du matériau d'injection et du contrôle de performance lors des travaux d'injection (Bruce et De Porcellinis, 1991).

La phase de recherche et analyse vise à comprendre les causes de fissuration, par l'entremise d'une revue détaillée des données géologiques, des données de la construction de l'ouvrage ainsi que du comportement de celui-ci. La sélection des matériaux d'époxy à utiliser se fait non seulement en fonction des types et de la géométrie des fissures à réparer, mais aussi en fonction de certaines propriétés particulières à respecter. En effet, la procédure RODUR prescrit une liste de 10 conditions qualitatives des propriétés devant être suivies par les matériaux choisis (Bruce & De Porcellinis, 1989). Enfin, le contrôle des performances consiste en un suivi en temps réel des paramètres d'injection, soient les pressions et volume d'injection ainsi que des paramètres structuraux, donc du mouvement de la structure, afin d'être en mesure de modifier les paramètres d'injection de façon à rendre l'opération optimale (Bruce et De Porcellinis, 1991).

1.6.2.3 Facteurs affectant la mise en œuvre

Mises à part les différentes propriétés de coulis d'époxy étudiées précédemment, les conditions de température dans lesquelles est effectuée l'opération d'injection à l'époxy peuvent aussi influencer significativement le résultat final de la réparation. En effet, comme il l'a été mentionné précédemment, la température influence non seulement significativement la viscosité du produit et la durée pratique d'utilisation, mais elle peut aussi, dans le cas où elle est trop faible, soit environ 5°C, empêcher complètement la réaction chimique et donc la prise (Bremen R. , 2004).

1.7 Sélection des produits d'injection en fonction des caractéristiques des fissures basée sur des études de cas

Afin d'être en mesure de faire la sélection d'un produit d'injection pour la réhabilitation de fissures de barrage, il est pertinent d'effectuer une étude de cas, de façon à observer le type de produit ainsi que les méthodes qui ont pu être utilisées pour différents cas, lesquels ont pu s'avérer adéquat pour

les problèmes rencontrés. Ainsi, les cas des barrages de Zillergründl, de Flumendosa, d'El Atazar, de Piedra del Aguila et de Susqueda sont étudiés ici. Notons que les deux derniers cas mentionnés sont des barrages ayant subi des réparations de fissures avec des produits d'époxy de la compagnie HCC.

1.7.1 Barrage voûte de Zillergründl

Le barrage de Zillergründl, en Autriche, est un barrage voûte d'une hauteur de 186 m, dont la construction a été complétée en 1985. En 1987, une fissure plus ou moins horizontale a pu être observée à une élévation d'environ 175 m, dont l'ouverture était d'environ 1 mm et dont la surface était d'environ 350 m². Cette fissure s'étendant de la structure en amont jusqu'à la galerie d'inspection a induit des fuites de 160 L/s (Schöberl, 1996).

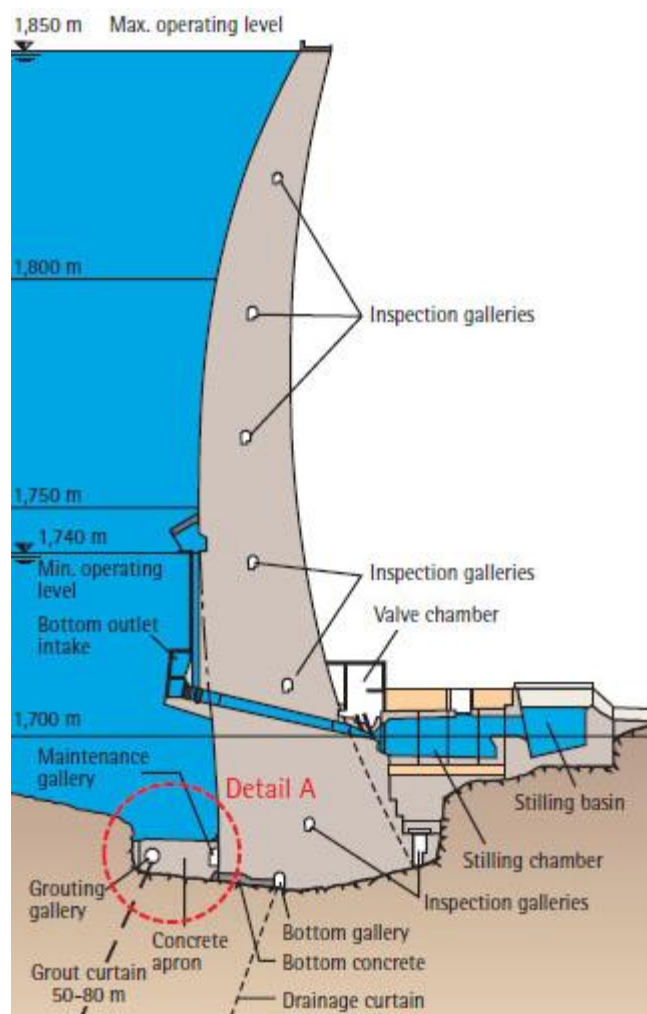


Figure 22 : Section en profil du barrage Zillergründl (QRZ, 2014)

Conséquemment, des travaux d'injection ont dû être réalisés rapidement afin de procéder à la réparation de la fissure. Ces travaux ont d'abord nécessité un abaissement du niveau du réservoir sous la fissure problématique. L'injection a été effectuée sur deux phases avec un coulis d'époxy Rodur. Durant la première phase d'injection, les pressions d'injection qui ont été appliquées étaient de 5 à 10 MPa, et un mouvement de la fissure de 0,2 mm était la limite d'arrêt de l'injection et de réajustement. Lors de la deuxième phase d'injection, des pressions d'injection allant jusqu'à 17 MPa ont été employées. Par contre, étant données ces hautes pressions appliquées, et en complément des faibles températures au moment des travaux et du poids propre du barrage pour un faible niveau d'eau causant des efforts de tension dans l'amont de l'ouvrage, des fissures verticales supplémentaires ont été produites. Cependant, il est à mentionner que ces fissures

verticales n'ont pas affecté la stabilité du barrage. Suite à la formation de ces fissures supplémentaires, la pression admissible d'injection a été diminuée à 8 MPa. Il a aussi été nécessaire de procéder à la réparation partielle par injection des fissures supplémentaires ayant été engendrées par les travaux. Ces injections ont été réalisées en appliquant des pressions d'injection maximales admissibles de 4 MPa avec un matériau d'injection Rodur (Schöberl, 1996).

Au final, toutes les fissures ont pu être réparées adéquatement et suffisamment, de façon à ce que le réservoir ait pu atteindre son niveau maximal sans problèmes et défaillances supplémentaires (Schöberl, et al., 1993).

1.7.2 Barrage de Flumendosa

Le barrage de Flumendosa, situé en Sardaigne, en Italie, est un barrage voûte d'une hauteur maximale de 115 m et d'une longueur de crête de 300 m qui alimente en eau potable la ville de Cagliari, et complété en 1957. Suite à la complétion du barrage, plusieurs fissures ont apparu dans les joints de construction, dans le haut du barrage et sur la face amont, ayant pour conséquence de limiter le niveau d'eau à 31 m sous le niveau pour lequel le barrage était conçu initialement, et donc une perte de 2/3 de sa capacité de stockage (Silvano, Frongia, Mondada, & Piazza, 1997).

Les analyses structurales ont pu démontrer que les contraintes principales maximales subites en tout point de la structure, soient 6 MPa et 0,4 MPa en compression et en tension respectivement, étaient bien inférieures aux résistances à la compression et à la traction de celle-ci. Les analyses ont démontré que les fissures étaient plutôt dues à une différence de température entre la crête et les élévations moindres. L'épaisseur de la crête étant plus faible que pour la structure à des élévations plus basses, la diminution plus rapide de la température due à l'hydratation du béton a résulté en une contraction de cette section causant une déformation des plots en aval. Les contraintes de tension sur la face amont ont donc amené les fissures en question dans les joints de construction (Silvano, Frongia, Mondada, & Piazza, 1997). La Figure 23 illustre l'emplacement des fissures en question.

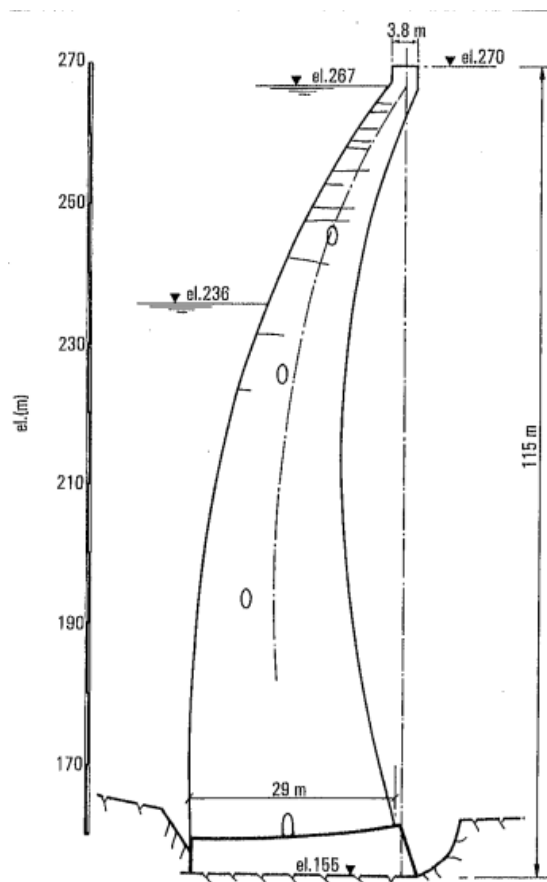


Figure 23 : Emplacement des fissures du Barrage Flumendosa (Silvano, et al., 1997)

Les travaux de réhabilitation effectués consistaient en l'injection des fissures avec une résine d'époxy et suivant la procédure RODUR (Silvano, et al., 1997), de façon à rétablir l'intégrité structurale du barrage. Les travaux d'injections ont été faits alors que l'ouverture des fissures était maximale, soit de 0,5 à 1 mm, de façon à empêcher la réouverture de celles-ci suite aux travaux de réhabilitation. Les analyses structurales du barrage suite à la réhabilitation des fissures ont pu dévoiler que le barrage peut être considéré comme une structure monolithique, mais que la distribution des contraintes est non linéaire, étant donné l'état des contraintes dans le barrage avant l'injection. De plus, les analyses ont aussi démontré que les contraintes principales de compression dans la structure dues aux charges appliquées étaient toujours limitées à 6 MPa en compression, et que l'emplacement des fissures réparées était sous toutes conditions exemptées de contraintes de tension (Silvano, Frongia, Mondada, et Piazza, 1997).

Enfin, la réhabilitation du barrage par l'injection d'époxy a pu être considérée comme pleinement réussie, l'intégrité structurale étant rétablie et le réservoir pouvant être utilisé à capacité initialement prévue. Par contre, afin que ce type de réparation puisse être un succès, certaines conditions doivent être respectées. D'abord, la dégradation de la structure par fissuration doit être limitée, de façon à ce que le volume de coulis devant être injecté soit raisonnable par rapport au volume de béton de la structure. La référence considère que le volume maximal correspond à 1 litre de coulis d'époxy par mètre cube de béton, mais qu'un volume significativement moindre est préférable. De plus, des analyses structurales détaillées doivent être effectuées afin de comprendre le comportement de la structure avant et après l'injection, de façon à établir les conditions optimales pour la procédure d'injection, soient la température du béton, les ouvertures de fissures et le niveau de réservoir. Aussi, les procédures et séquences d'injection doivent être établies à partir d'études élaborées, soient entre autre sur l'espacement des trous de forage et les séquences d'injection des forages. Finalement, la sélection du coulis d'époxy doit se faire par une étude approfondie des propriétés de celui-ci, par des essais relatifs aux conditions de mises en place et au béton de masse fissuré qui devra être injecté (Silvano, et al., 1997).

1.7.3 Barrage El Atazar

Le barrage El Atazar est un barrage voûte d'une hauteur maximale de 134 m et d'une longueur de crête de 484 m, dont la construction a été complétée en 1972. Une fissure dans près de la base du barrage a été détectée peu d'années suivant sa complétion. En 1975, la fissure présentait des fuites d'eau de 7 L/s. Durant les trois années suivantes, les fuites ont augmenté de façon régulière jusqu'à environ 30 L/s.

En 1978, suite à des précipitations exceptionnellement élevée, les fuites d'eau au travers de la fissure ont drastiquement augmenté pour atteindre 130 L/s. Les observations faites suite à cet incident ont démontré que la fissure près de la base du barrage avait atteint une longueur de 160 m et une surface de 3000 m².

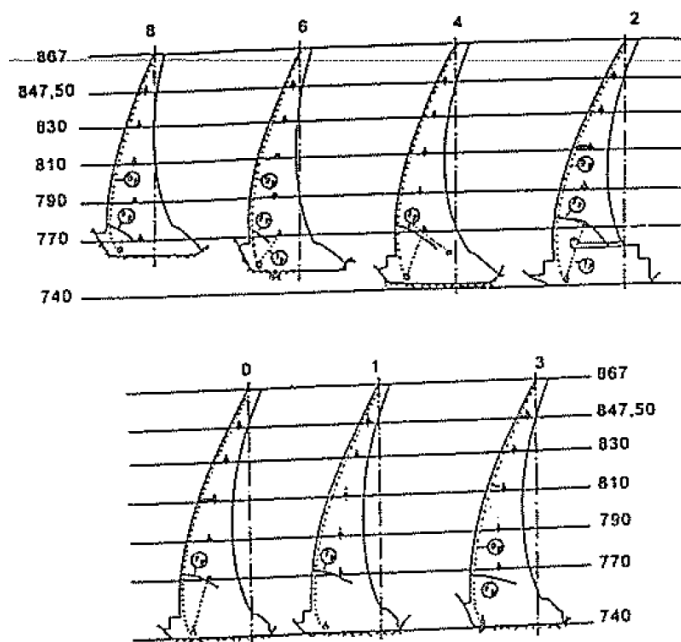


Figure 24 : Fissure du barrage El Atazar à l'élévation 770m (Soriano Peña, et al., 1998)

L'extension de la fissure a été causée par la pression hydraulique du réservoir, lesquelles ont pu engendrer des contraintes de tension de près de 1 MPa dans la fissure pour le réservoir rempli à sa pleine capacité. Ces contraintes étaient plus élevées que la résistance du béton à certains endroits. Conséquemment, la réhabilitation du barrage devait être effectuée, non seulement pour la restauration de l'intégrité structurale et diminuer les fuites, mais principalement pour éviter les pressions hydrauliques dans la structure. De plus, la fissure est active, donc il a été nécessaire de réaliser des travaux d'injection à plusieurs reprises après que les fuites ont atteint la limite de 10 L/s prescrite par les experts travaillant sur le barrage (Soriano Peña, et al., 1998). Ainsi, plusieurs injections ont été réalisées entre 1990 et 2007, pour lesquelles les fuites au travers des zones injectées correspondaient à environ 10 L/s (García Pérez, et al., 2008).

1.7.4 Produit d'époxy HCC

Étant donné les récents travaux d'injection réussis effectués avec les produits d'époxy et équipement d'injection de la compagnie HCC, il est pertinent de présenter une section d'études de cas relatives à ces produits et méthodes.

1.7.4.1 Barrage Piedra del Aguila

Le barrage Piedra de Aguila est un barrage poids situé en Argentine, dont la hauteur atteint 170 mètres au-dessus des fondations et la longueur de crête atteint 820 mètres. La structure du barrage a été achevée en 1991, et la mise en eau a été effectuée en 1992.

Suite à la mise en eau, des gradients thermiques importants se sont produits entre le cœur de la structure et la face amont de celle-ci dû à la faible température de l'eau et de la chaleur d'hydratation du béton, engendrant d'importantes fissures verticales atteignant des ouvertures allant jusqu'à 5 mm, ainsi que des fuites de près de 300 L/s dans certaines fissures. De plus, les fissures pouvaient atteindre un mouvement de 0,22 mm.

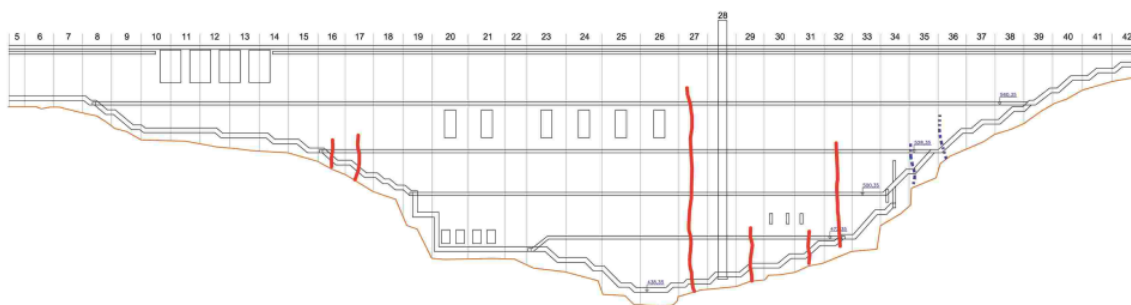


Figure 25 : Fissures d'origine thermiques (rouge) et structurales (pointillés) au barrage Piedra del Aguila (Privileggi, et al., 2012)

Suite à cette problématique, des mesures temporaires ont dû être mises en place afin de prévenir la propagation des fissures. Un réseau de drainage a pu être foré afin de limiter la pression de l'eau à l'intérieur des fissures, ainsi qu'une mise en place de laitiers de hauts fourneaux dans les fissures afin de limiter l'infiltration de l'eau dans celle-ci.

Afin de réhabiliter définitivement la structure, le choix du matériau d'injection et des méthodes a été fait à partir de certains critères de travail, à savoir la nécessité d'effectuer les travaux avec le réservoir rempli à pleine capacité, ainsi que de limiter les fuites à 140 L/s après les réparations. La compagnie espagnole HCC a pu être sélectionnée afin de non seulement effectuer les travaux, mais aussi de fournir le matériau d'injection ainsi que les équipements nécessaires à la réalisation des travaux d'injection.

Le matériau d'injection choisi devait présenter certaines propriétés particulières en lien avec les conditions de travaux nommées précédemment, tel que présentées ici :

- Sans lessivage avec l'eau;
- Sans mélange ou dilution dans l'eau;
- Durcissement possible dans des conditions d'immersion à faible température dans un temps raisonnable;
- Caractéristiques mécaniques supérieures au béton devant être réparé;
- Forte adhérence au béton dans l'eau;
- Sans contamination;
- Sans retrait durant l'injection et le durcissement.

Afin de respecter tous ces critères, le matériau d'injection qui a donc été sélectionné et produit par HCC est une résine d'époxy à très haute viscosité (100000 cP) et thixotropie. Ces propriétés permettent l'injection dans de fortes pressions d'eau et débits sans lessivage. En effet, une viscosité trop faible rend inapte le produit à résister au lessivage. Afin de pouvoir injecter un matériau avec une viscosité aussi élevée, les pompes utilisées doivent permettre une pression aussi très élevée, pouvant aller jusqu'à 60 MPa. Ces équipements sont d'ailleurs aussi conçus par HCC.

Le succès des réparations se traduit par la restauration quasi-totale de l'étanchéité de l'ouvrage ainsi que par une certaine restauration structurale obtenue par les travaux d'injection. De plus, la réussite des réparations dans les conditions données par l'utilisation d'un matériau d'époxy à très haute viscosité et thixotropie confirme la possibilité de succès de réparations de fissures de barrage en gardant un niveau élevé d'eau dans le réservoir, donc sans procéder à la vidange du réservoir et ainsi sans affecter négativement l'exploitation de l'ouvrage, à de faibles températures (Privileggi, et al., 2012).

1.7.4.2 Barrage de Susqueda

Le barrage de Susqueda, situé en Catalogne, Espagne, est un barrage voûte d'une hauteur maximale de 135 m et d'une longueur maximale de la crête de 510 m, dont la construction a été complétée en 1968. Les joints de construction des blocs ont été injectés après une mise en eau partielle du

barrage et alors que la structure de béton était encore en phase de perte de chaleur d'hydratation. Ainsi, des ouvertures supplémentaires ont pu éventuellement être détectées dû à des mouvements relatifs entre les blocs, qui augmentent en fonction du niveau d'eau du réservoir. Conséquemment, le comportement des joints fissurés est attribuable aux variations thermiques et du niveau du réservoir.

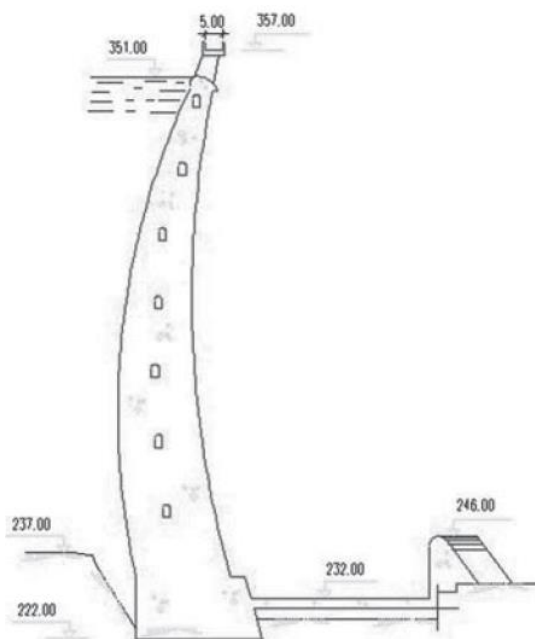


Figure 26 : Section en profil du barrage de Susqueda (Iglesias & Almagro, 2011)

Ainsi, afin de restaurer l'intégrité structurale et la capacité de transfert de charge entre les blocs, il a été décidé de procéder à l'injection des joints verticaux avec une résine d'époxy à haute viscosité, fabriquée spécialement pour ces travaux par la compagnie HCC, répondant à certaines caractéristiques particulières :

- Économique.
- Résistance à la compression comparable, au minimum, à celle du béton.
- Capacité de polymérisation en environnement sec ou humide, voire en présence d'une circulation d'eau.
- Sans lessivage par l'eau.
- Bonne adhérence au béton sec et humide.

- Propriétés mécaniques du produit permettant une certaine déformabilité et résilience.

Suite aux essais réalisés sur diverses formulations afin d'effectuer la sélection du produit à utiliser, une résine a pu être choisie, présentant les caractéristiques mécaniques présentées au tableau suivant.

Tableau 4 : Principales caractéristiques mécaniques de la résine d'époxy HCC-IJ-BV utilisée au barrage Susqueda (Iglesias & Almagro, 2011)

Résistance à la traction directe	7,5 MPa
Résistance à la traction en flexion	9,9 MPa
Résistance à la compression	42,2 MPa
Module d'élasticité en compression	323,6 MPa

De plus, le produit d'époxy présente une haute viscosité, soit d'environ 20000 cP.

Des travaux d'injection initiaux ont d'abord été effectués sur un banc d'essai afin d'évaluer la qualité du produit et des méthodes choisies. Les résultats obtenus de cette première opération d'injection ont démontré un produit et des méthodes efficaces pour la réparation des fissures, et ceux-ci ont donc été utilisés afin d'effectuer les travaux d'injection de tout l'ouvrage.

Conséquemment, l'injection du produit décrit précédemment, conjointement à un suivi en temps réel des données d'injection et de déplacement des fissures afin d'optimiser la performance de l'opération, a été réalisé afin de réparer les joints verticaux de la structure. Suite à ce, plusieurs témoins ont été recueillis des fissures réparées, et il a pu être constaté que l'injection a été réalisée avec succès et qu'une certaine intégrité de la structure a pu être fournie. De plus, les travaux d'injection ont pu, grâce au produit utilisé, être effectués avec un niveau d'eau dans le réservoir relativement élevé, de façon à éviter d'affecter significativement l'exploitation de l'ouvrage durant sa réhabilitation (Iglesias & Almagro, 2011).

1.8 Conclusions

L'injection de coulis est une méthode courante utilisée pour procéder à la réparation de fissures de barrages en béton. La qualité de la réparation effectuée par injection dépend de nombreux facteurs, tels que stipulés dans cette revue de littérature. Conséquemment, une étude approfondie des fissures à réparer, du produit et de la méthode à utiliser pour l'injection est requise afin de réaliser celle-ci avec succès. Notons aussi qu'une collaboration approfondie avec le fabricant du produit d'injection sur tous les aspects des travaux de réparation doit être entretenue afin d'effectuer une sélection optimale du produit et des méthodes d'injection qui devront être utilisés.

De plus, l'injection étant un type de réparation relativement jeune, beaucoup de recherche reste à faire concernant celle-ci, tant par rapport aux produits à utiliser qu'aux méthodes, ainsi qu'aux résultats pouvant être obtenus. La revue de littérature présentée ici consiste donc en un document sur lequel on peut se baser afin d'entreprendre des démarches d'études et de sélection de matériaux et de méthodes d'injection pour des réparations de fissures de barrage.

CHAPITRE 2 INJECTION DES FISSURES AU BARRAGE DANIEL-JOHNSON

Ce chapitre vise d'abord à étudier plus en détail l'état actuel du barrage Daniel-Johnson, de façon à pouvoir mieux cibler les besoins d'Hydro-Québec pour le programme expérimental qui est réalisé par la suite.

D'abord, l'élaboration sur l'état général de la fissuration au barrage Daniel-Johnson, c'est-à-dire sur les types de fissures présentes, les caractéristiques géométriques de celles-ci, soient l'ouverture, la superficie et l'emplacement, le mouvement des fissures, les débits d'infiltrations ainsi que l'état des contraintes en adjacence aux fissures est effectuée.

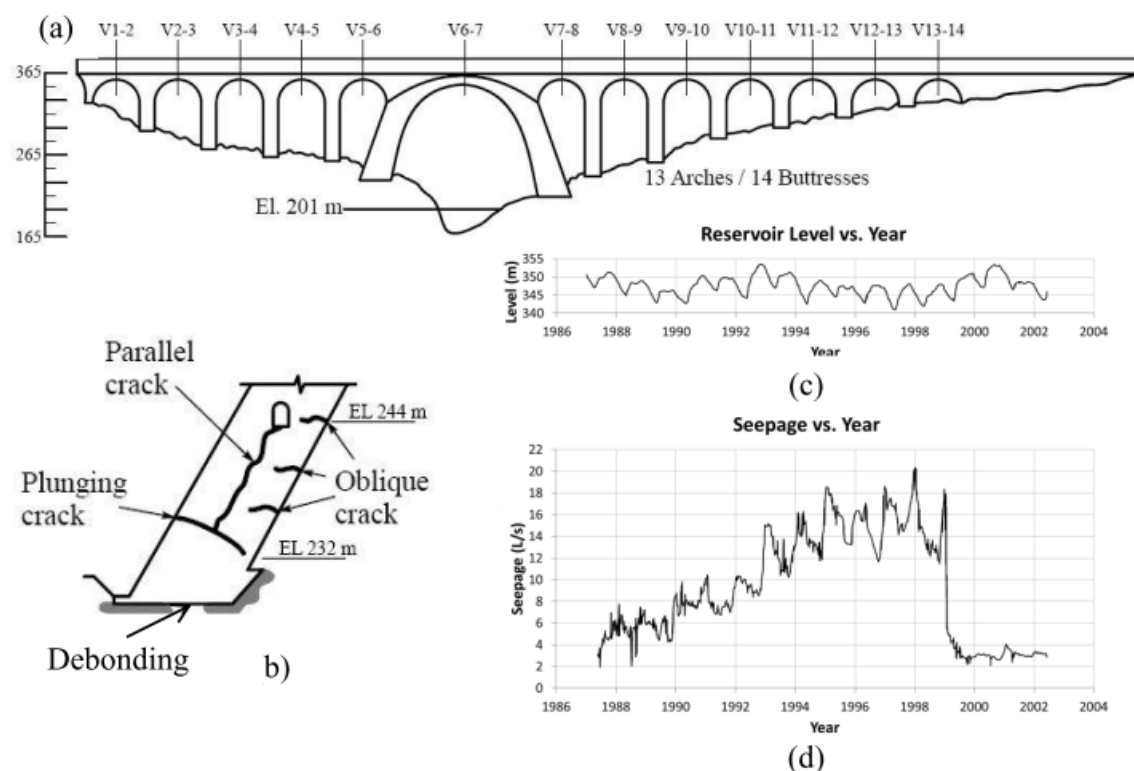


Figure 27 : Fissuration au barrage Daniel-Johnson (Gallagher, 2012)

Ensuite, un état synthèse de l'historique des injections au BDJ est réalisé, de façon à faire un résumé des différentes opérations d'injection ayant été effectuées sur les fissures plongeantes et obliques, ainsi qu'avec des coulis cimentaires et d'époxy.

Une section élabore finalement sur les travaux d'injection à venir, soit sur les fissures devant être injectées dans le futur ainsi que sur le choix des matériaux d'injection à utiliser pour ces travaux. Elle vise ainsi à formuler des recommandations sur le choix des coulis d'injection à faire en fonction des différentes fissures à injecter ou zones à consolider.

2.1 Fissuration du barrage Daniel-Johnson

Cette section vise à caractériser la fissuration du barrage Daniel-Johnson, soit au niveau des types de fissures, de la géométrie, du mouvement, des débits d'infiltration et des états de contraintes.

Plusieurs types de fissures sont présentes sur le BDJ, soient (a) les fissures de contact roc-béton, (b) les fissures parallèles, (c) les fissures obliques et (d) les fissures plongeantes. Chacune de celles-ci présentent leur propre cause et problématique. La Figure 28 illustre les différentes fissures de l'ouvrage.

Notons que l'étude de la variation de l'ouverture des fissures doit être faite non seulement pour des fins de caractérisation, mais est aussi nécessaire dans le cas d'une opération d'injection pour statuer sur l'ouverture optimale à laquelle effectuer l'injection.

Trois effets entre en compte dans l'étude de la variation d'ouverture des fissures, soient les effets hydrostatique, saisonnier et temporel. Il s'agit de l'influence du niveau d'eau de la retenue, de la variation de température due aux saisons et de l'effet du temps (fluage) sur l'ouverture des fissures. Conséquemment, l'étude doit considérer tous ces facteurs conjugués.

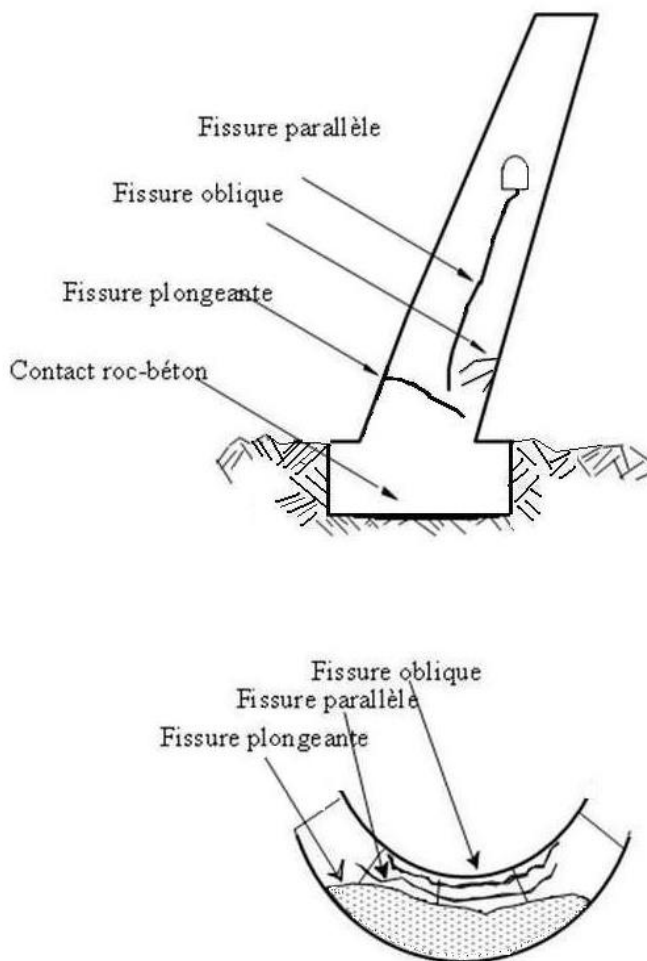


Figure 28 : Types de fissures au barrage Daniel-Johnson (Saleh, et al., 2011)

Les fissures parallèles sont d'origine thermique lors de la construction, donc reliés à la chaleur d'hydratation du béton (Saleh, et al., 2011).

Les fissures de contact roc-béton de la fondation consiste en un décollement de celle-ci, causé par un manque de compression au bas des voûtes. Ces fissures sont apparues en 1968, soit un an après la complétion de l'ouvrage (Saleh, et al., 1994).

Les fissures obliques sont situées dans la partie inférieure des voûtes, du côté aval, et sont causées par les variations saisonnières de la température (Figure 28). Les cycles thermiques ont donc une influence significative sur le comportement de ces fissures. En effet, l'ouverture des fissures obliques a pu varier de façon notable. De plus, une variation significative de la température, et donc de l'ouverture des fissures obliques, entraîne une propagation de celles-ci. Ainsi, afin de limiter la

propagation ainsi qu'une amplitude de variation d'ouverture trop importante, des abris thermiques ont été installés dans le bas de 8 des 13 voûtes, du côté aval en 1992. La température à l'intérieur des abris est maintenue entre 10°C et 20°C durant l'hiver, ce qui a permis une nette diminution de la progression annuelle des fissures, soit d'environ 90%. Ainsi, les abris engendrent une ouverture de fissure beaucoup plus faible et stable (Saleh, et al., 1994). Il faut noter que le niveau d'eau de la retenue peut aussi avoir une influence sur la stabilité des fissures obliques, et cet aspect doit donc être considéré et vérifié. La Figure 30 illustre l'emplacement et la superficie des fissures obliques du BDJ avant la mise en place des abris thermiques à la face aval de la voûte 3-4.

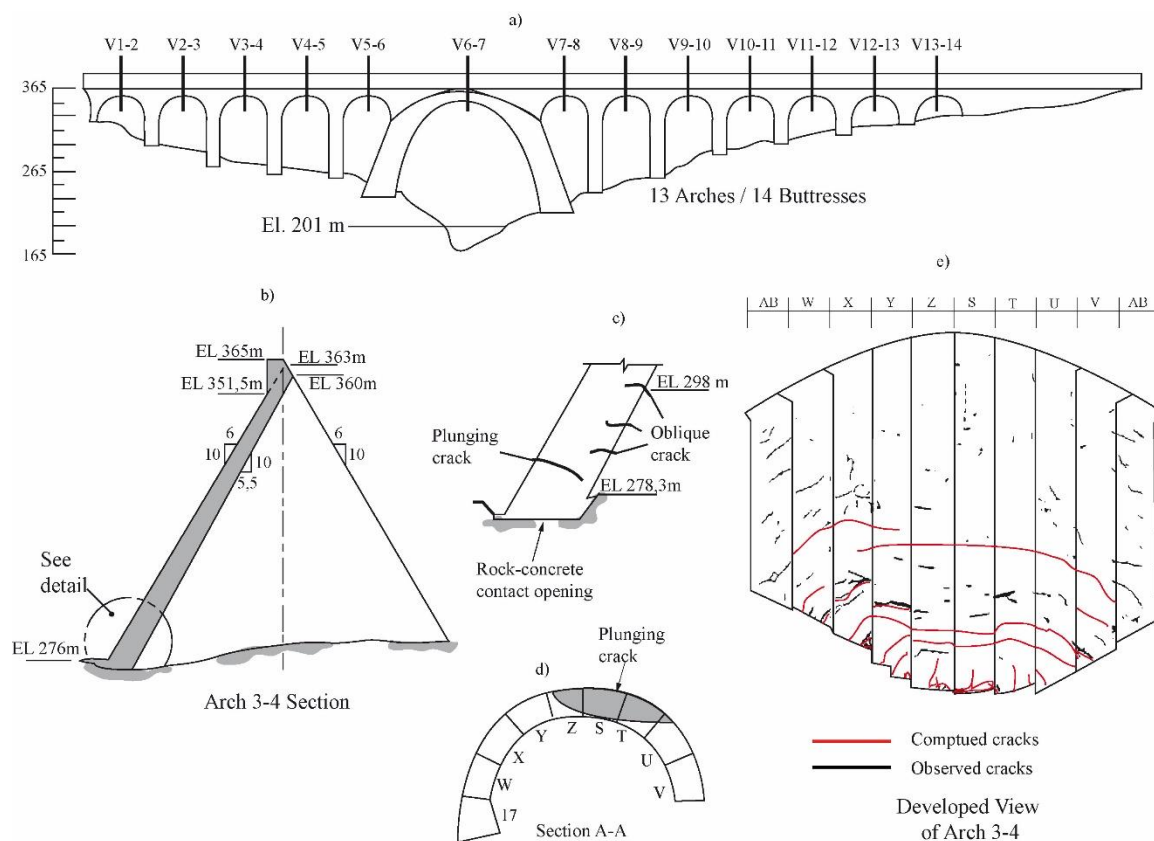


Figure 29 : Vue en élévation du barrage Daniel Johnson (a); Section de la voûte 3-4 (b); Fissures de la voûte 3-4 (c); Superficie de la fissure plongeante de la voûte 3-4 (d); Fissures de la voûte 3-4 (Dontsi Maken, 2012)



Figure 30 : Fissures obliques sur la face aval de la voûte 3-4 avant la mise en place des abris thermiques (Larivière, 1999)

Les fissures plongeantes sont résultantes de la géométrie du barrage qui engendre un état de contraintes en compression insuffisant dans la direction normale à la base des voûtes. Elles coupent le pied des voûtes à peu près perpendiculairement à l'amont et plongent vers l'aval. Elles sont généralement centrées sur les plots en clé de voûte. Ces fissures sont détectées par une augmentation du débit d'infiltration.

Des forages effectués après plusieurs opérations d'injections de coulis ont pu démontrer que les fissures plongeantes ont une épaisseur variant de 0,5 mm à 2 mm dans les voûtes secondaires et de 5 mm à 15 mm dans la voûte 6-7 (Saleh, et al., 2011).

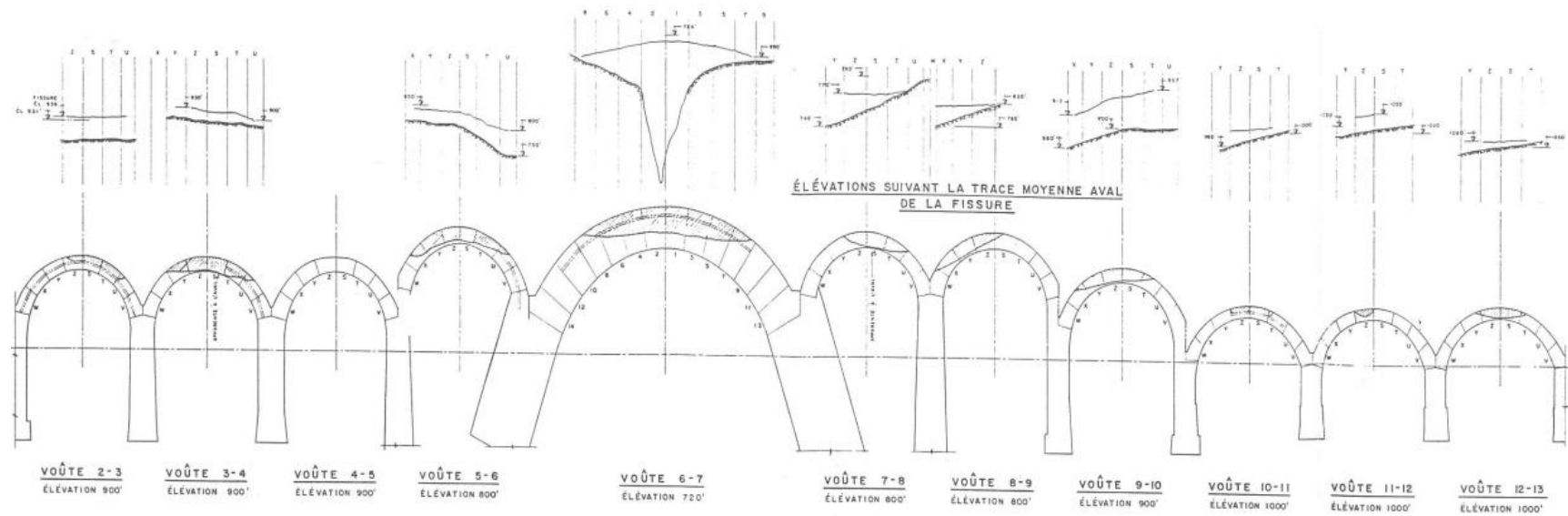


Figure 31 : Fissures plongeantes du BDJ (Saleh, et al., 2011)

2.1.1 Voûte 3-4

Il est pertinent d'analyser l'état de la fissuration sur la voûte 3-4, à partir duquel il sera possible de statuer sur les opérations d'injection adéquates à réaliser. En effet, le cas de la voûte 3-4 est assez caractéristique des problématiques de fissurations des voûtes secondaires au BDJ. Les fissures plongeantes et obliques y présentent les dimensions les plus importantes pour les voûtes secondaires.

Le profil de fissuration oblique de la face aval de la voûte 3-4 est illustré à la Figure 29e. Ces fissures atteignent jusqu'à 35% de l'épaisseur de la voûte. L'installation des abris thermiques a cependant significativement influencé la propagation des fissures obliques. En effet, suite à ces travaux, la variation de l'ouverture a pu se stabiliser à une ouverture généralement nulle pour toutes les fissures obliques de la voûte.

Afin d'évaluer l'ouverture des fissures obliques à la voûte 3-4, deux types d'instruments ont été utilisés, soient des fissuromètres à bille et des extensomètres de forage (BOF-EX). Les fissuromètres sont installés sur la surface de la paroi aval de la voûte, de façon à évaluer l'ouverture à la surface de la structure seulement. Les extensomètres de forage (BOF-EX) sont installés à une certaine profondeur de la paroi aval de la voûte, de façon à évaluer le comportement à une certaine profondeur de la fissure étudiée. La Figure 32 et la Figure 33 illustrent la très faible variation d'ouverture des fissures obliques près du plot S, de l'ordre de 0,1 mm, suite à la mise en place des abris thermiques.

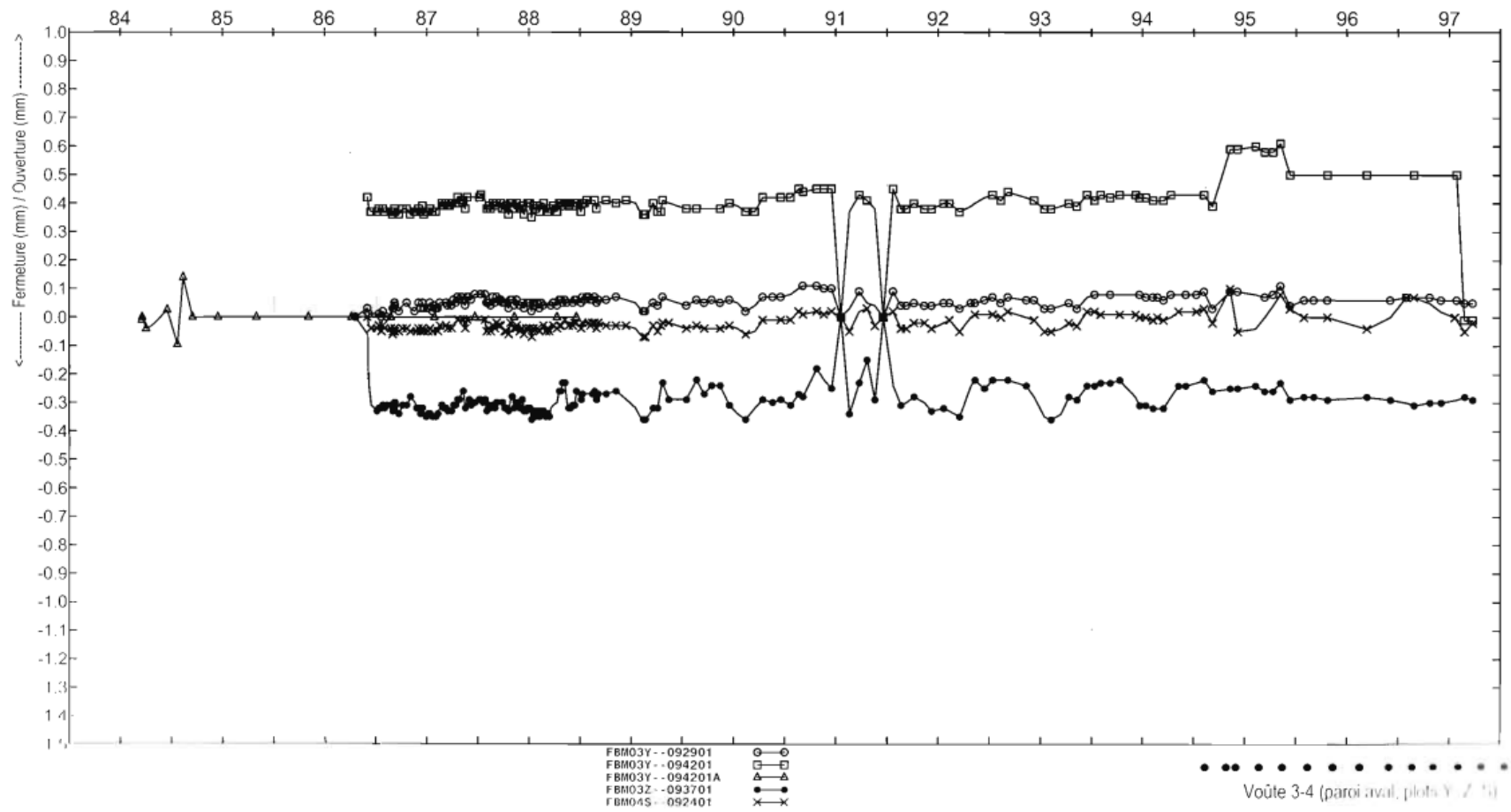


Figure 32 : Mesures d'ouverture des fissuromètres à bille de la voûte 3-4 aux plots Y, Z et S

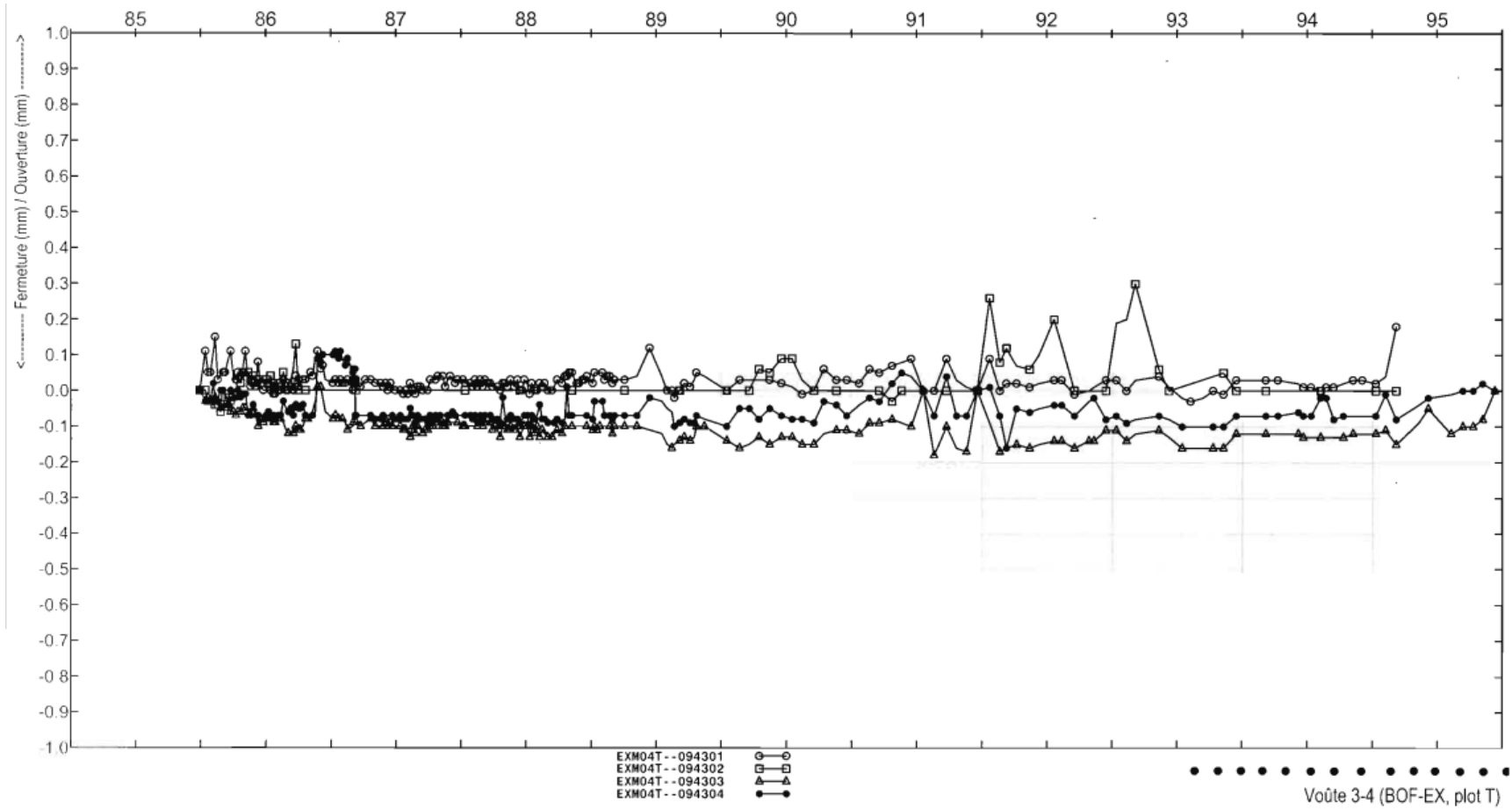


Figure 33 : Mesures d'ouverture des extensomètres de forage de la voûte 3-4 aux plot T

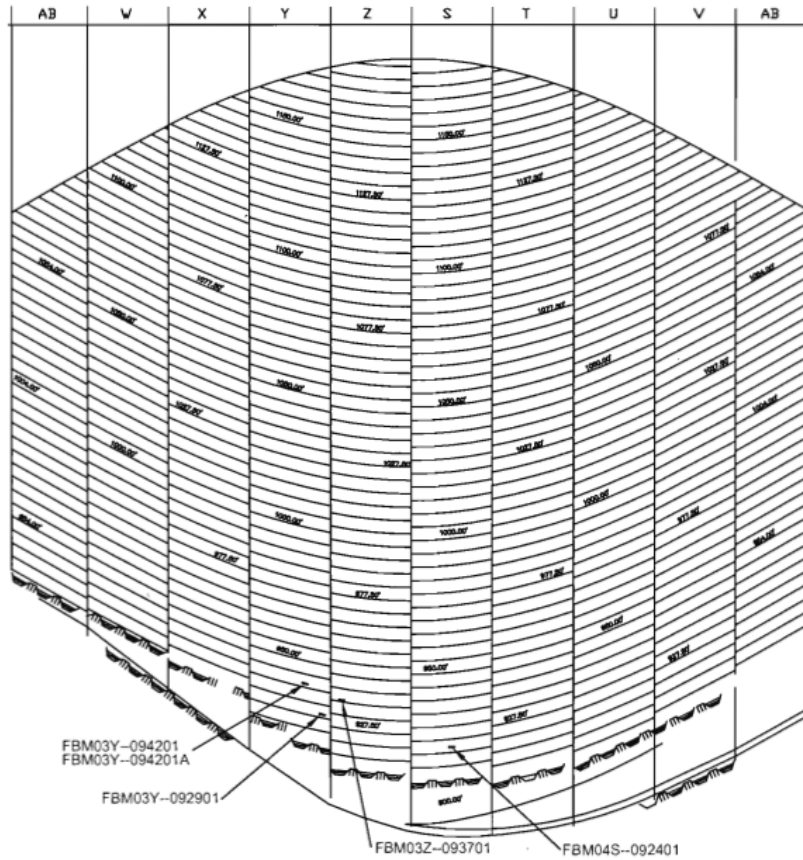


Figure 34 : Position des fissuromètres à bille aux plots Y, Z et S de la voûte 3-4

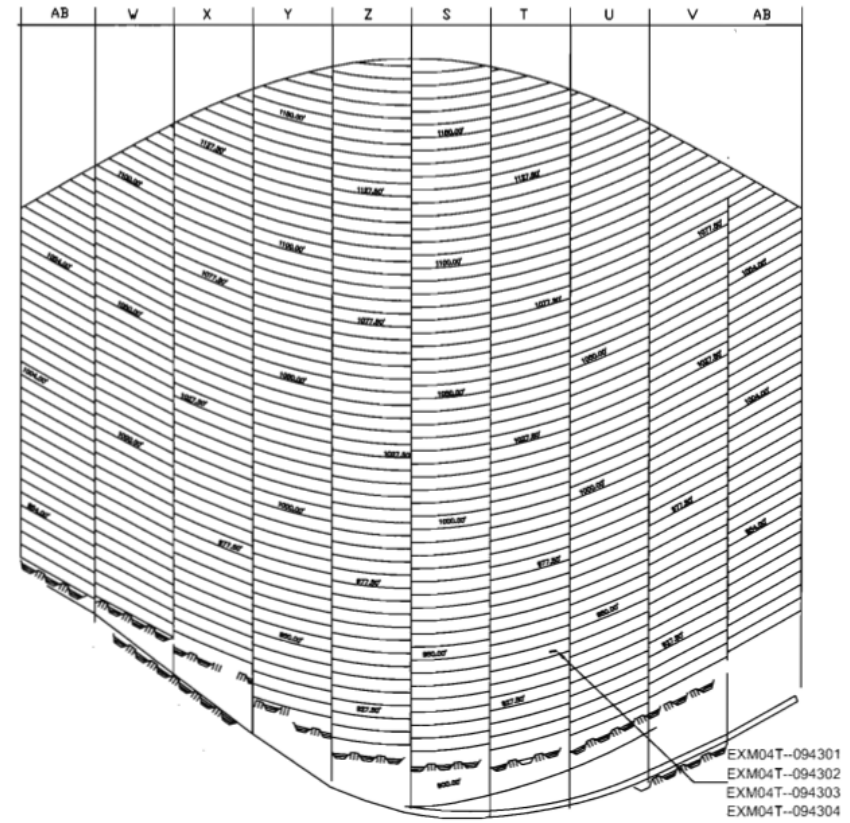


Figure 35 : Position des extensomètres de forage aux plots Y, Z et S de la voûte 3-4

Le profil de contraintes sur la face aval de la voûte est aussi pertinent à considérer étant donné son influence sur le comportement des fissures obliques ainsi que sur l'éventuelle possibilité d'injection de celles-ci. La Figure 36 illustre les contraintes obtenues par analyses numériques de la voûte 3-4 avant la mise en place des abris thermiques.

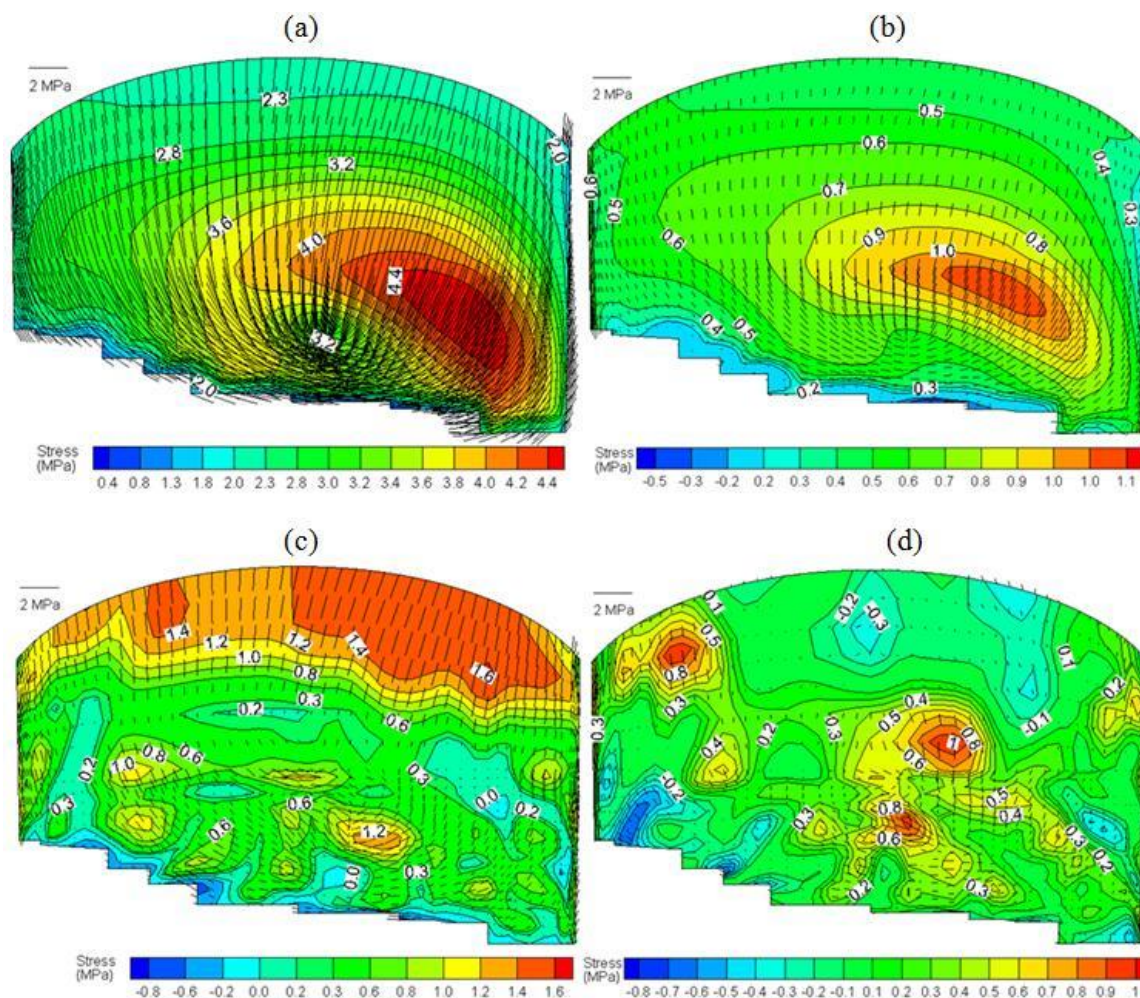


Figure 36 : Distribution des contraintes de traction maximales principales sur la face aval de la voûte 3-4; (a) E constant; (b) E réduit; (c) Fissuration diffuse; (d) Fissuration diffuse avec acier d'armature (Dontsi-Maken, Léger, et Roth).

Par ailleurs, tel que l'illustre la Figure 29d, les fissures plongeantes atteignent une profondeur de près de 100% en certains endroits tel qu'au plot S.

L'importante dimension conjuguée de l'emplacement des fissures obliques et plongeantes amènent une problématique supplémentaire. En effet, il est possible d'observer une intersection des deux types de fissures au plot S. Cette intersection pourrait, en l'absence d'intervention, éventuellement

engendrer le décollement d'un bloc de béton d'importante dimension. Une intervention possible pour contrer ce mécanisme de défaillance potentiel serait d'injecter la zone endommagée (fissurée) à la base du plot S à l'aide d'époxy. L'époxy serait ici sans doute plus approprié que le coulis cimentaire étant donnée la très faible ouverture des fissures et de la difficulté à assurer l'injectabilité adéquate du produit si il n'y a pas de chemin évident pour l'écoulement.

2.2 Historique des injections au barrage Daniel-Johnson

Plusieurs documents émis traitent des activités d'injection ayant été effectuées au BDJ. Conséquemment, cette section ne présente seulement qu'un bref survol de l'historique des opérations d'injection effectuées. Notons que plusieurs opérations d'injections ont aussi été effectuées sur les joints de fondation et les joints de construction, mais cette section se concentre uniquement sur les opérations effectuées sur les fissures plongeantes.

2.2.1 Injection des fissures plongeantes avant le moratoire de 1985

À partir de la complétion du barrage jusqu'au moratoire de 1985, 27 campagnes d'injection ont pu être effectuées sur les fissures plongeantes du BDJ, et ce dans toutes les voûtes à l'exception des voûtes 1-2 et 13-14. La majorité de ces opérations a été effectuée en suivant la méthode d'injection classique, par laquelle un coulis cimentaire instable est utilisé. Dans quelques cas, une résine d'époxy a pu être utilisée, soit aux voûtes 2-3, 3-4, 9-10 et 12-13.

Lors de certaines opérations d'injection effectuées avec un coulis cimentaire, des propagations de fissures ont eu lieu, causées par la pression d'injection conjuguée à un coulis par lequel celle-ci est trop facilement propagée. Aussi, le coulis instable utilisé, qui se base sur la décantation pour colmater les fissures, n'a pas réussi à effectuer adéquatement sa décantation dans plusieurs fissures où le débit d'eau à l'intérieur de celles-ci était trop important. Ainsi, l'utilisation du coulis instable a dans plusieurs cas été inefficace pour colmater les fissures. Aussi, les injections effectuées avec un coulis d'époxy ne se sont pas non plus avérées efficaces. En effet, des essais sur des échantillons tirés de la voûte 3-4 du barrage de Manic 5 ont démontré que les produits d'époxy n'adhèrent pas toujours adéquatement au béton, particulièrement lorsqu'ils sont injectés à l'intérieur de fissures de 1 mm et plus (Gravel et Ballivy, 2009).

Suite aux incidents engendrés par les opérations d'injection ainsi qu'aux opérations s'avérant inefficaces, un moratoire sur l'injection a été imposé par Hydro-Québec, par lequel une limitation du niveau d'eau du réservoir a aussi été imposée. Les conditions de levée du moratoire consistaient en une garantie d'impacts sécuritaires et positifs des opérations d'injection sur la structure (Saleh, et al., 2011).

2.2.2 Injection des fissures plongeantes après le moratoire

Suite à la levée du moratoire en 1997, deux injections de fissures plongeantes ont été effectuées avec un coulis cimentaire microfin stable en suivant la méthode classique modifiée, par laquelle sont effectués en temps réel durant l'opération un suivi des paramètres d'injection (débits et volume de coulis injecté, pression d'injection) et du comportement de la structure (déplacements des pendules, ouvertures des fissures injectés à l'aide de BOF-EX). Les travaux consistaient en l'injection de la fissure plongeante de la voûte 5-6 en 1999 et de la fissure plongeante de la voûte 6-7 en 2006. Dans les deux cas, l'injection s'est avérée réussie, comblant les objectifs fixés, soient d'éliminer les sous-pressions d'eau dans les fissures plongeantes, éliminer les infiltrations et améliorer l'intégrité structurale des voûtes (Saleh, et al., 2011).

2.3 État actuel et campagnes d'injection à venir

Cette section vise à statuer sur les produits et méthodes à utiliser pour les campagnes d'injection à venir sur les fissures plongeantes et obliques. Les injections à venir doivent avoir comme objectifs la restauration de l'étanchéité des fissures, l'élimination des sous-pressions d'eau et d'infiltration s'il y a lieu ainsi que la restauration de l'intégrité structurale de l'ouvrage. Il pourrait aussi être éventuellement possible de tenir compte de la résistance mécanique améliorée par l'injection dans les analyses numériques de la structure visant à quantifier la résistance résiduelle de l'ouvrage injecté.

2.3.1 Fissures plongeantes

Le succès des dernières interventions sur les fissures plongeantes avec un coulis cimentaire microfin a confirmé la validité de ce type de produit pour ces fissures. Le fait que celles-ci soient

relativement ouvertes rend pertinent l'utilisation d'un coulis relativement visqueux et contenant des particules en suspension.

Notons toutefois que le comportement cyclique de l'ouverture des fissures plongeantes rend nécessaire l'étude temporelle, saisonnière et hydrostatique de l'ouverture des fissures de façon à définir le contexte adéquat pour l'injection, soit lors de l'ouverture maximale des fissures, qui se produit généralement vers la fin du mois de janvier.

2.3.2 Fissures obliques

Le cas des fissures obliques est tout à l'inverse. L'utilisation d'un coulis d'époxy est en effet envisageable pour celles-ci. Ce choix est pertinent étant donné la finesse et la stabilité des fissures, qui nécessite un produit d'injection présentant une grande pénétrabilité et une faible viscosité. Aussi, la température ambiante contrôlée par les abris thermiques en place élimine la problématique de prise de l'époxy pour la mise en œuvre à de faibles températures (moins de 5°C). De plus, ce contrôle de la température évite aussi la problématique de variation thermique de la réparation pouvant engendrer un décollement du matériau d'injection dû à l'incompatibilité thermique entre les produits d'époxy et le béton.

2.3.3 Choix des produits d'injection

Afin d'effectuer un choix de matériau d'injection, de nombreux aspects doivent en effet être pris en considération. La Figure 37 illustre les différents éléments à prendre en compte afin de choisir adéquatement les produits et méthodes d'injection.

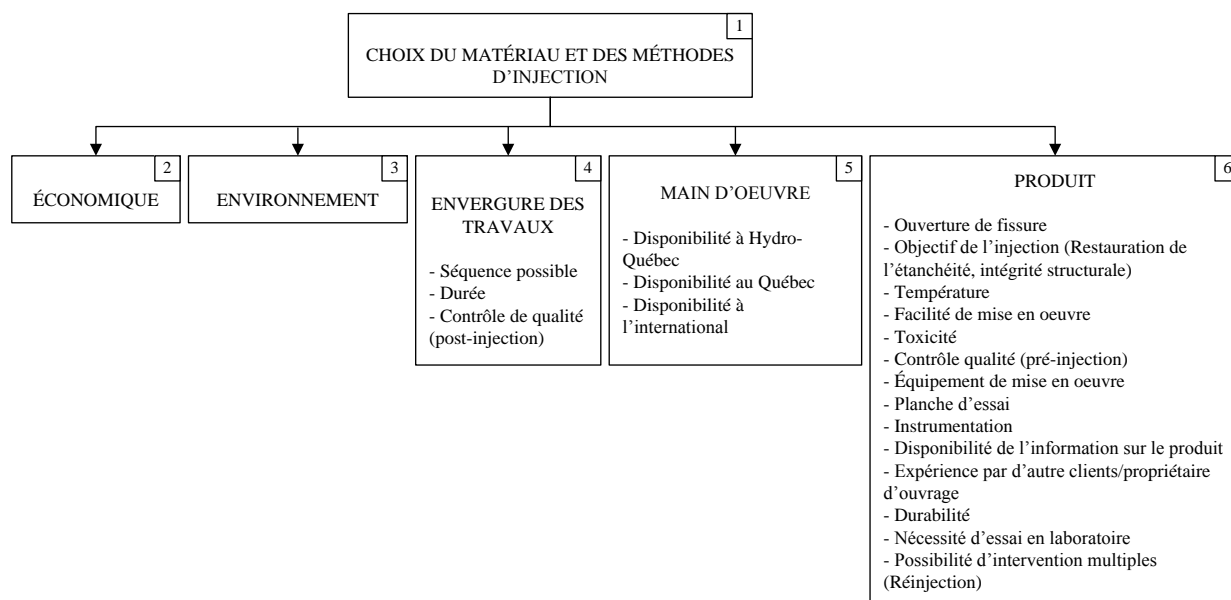


Figure 37 : Grille décisionnelle de choix de produit d'injection

2.4 Conclusions

En conclusion, ce chapitre résume l'état passé et actuel de la fissuration et de l'injection au barrage Daniel-Johnson, de façon à pouvoir cibler les besoins d'Hydro-Québec pour les travaux futurs de réparation par injection.

Plus précisément, une étude plus approfondie de l'état des fissures obliques et plongeantes de la voûte 3-4 est réalisée, étant donné que l'état de celle-ci est relativement caractéristique de la fissuration des voûtes secondaires. Ensuite, un bref survol de l'historique des travaux d'injection ayant été effectués sur la structure est fait.

Finalement, des recommandations sur les matériaux à utiliser pour l'injection des fissures plongeantes et obliques ont pu être réalisées dans les sections 2.3.1 et 2.3.2 de ce chapitre.

CHAPITRE 3 ESSAIS EXPÉRIMENTAUX SUR SPÉCIMENS CYLINDRIQUES DE BÉTON RÉPARÉS PAR INJECTION D'ÉPOXY

La réparation de fissures dans le béton de barrage peut viser à rétablir l'étanchéité de la structure hydraulique ainsi qu'à restaurer une partie de l'intégrité structurale de l'ouvrage. Dans ce cas, la méthode de réparation utilisée consiste à injecter un coulis cimentaire ou un coulis d'époxy dans la fissure. Cependant, la résistance des sections injectées ainsi que l'interaction entre le coulis et le béton ne sont pas suffisamment bien comprises.

Les essais réalisés au laboratoire visent d'abord à établir les propriétés mécaniques et résistances des sections fissurées réparées à l'époxy sollicitées en traction directe. Ainsi, un processus et montage expérimental doit être élaboré afin de fissurer des spécimens cylindriques en béton et de subséquemment effectuer l'injection d'époxy des spécimens fissurés.

Par ailleurs, les essais visent à évaluer plusieurs paramètres par rapport à la réparation par injection d'époxy, à savoir différents produits d'époxy à utiliser ainsi que différentes conditions de fissures durant l'injection. En effet, la performance de plusieurs produits (3) typiquement utilisés ou pouvant potentiellement être utilisés par Hydro-Québec est évaluée lors des essais. De plus, différentes conditions d'ouverture et de saturation des fissures sont aussi des paramètres évalués par les essais effectués en laboratoire.

Les résultats obtenus pourront être utilisés afin de formuler des recommandations quant aux résistances résiduelles et à la rigidité à attribuer aux sections de béton de barrage fissurées et réparées par injection de coulis d'époxy ainsi qu'aux modèles numériques de barrages fissurés et réparés.

3.1 Spécimens cylindriques

Tel que l'illustre la Figure 38, les essais en laboratoire impliquent des spécimens cylindriques (diamètre de 6'' et longueur de 12'') avec une encoche circulaire de ½'' de profondeur tout autour du cylindre afin de localiser la fissure qui se créera suite à la sollicitation en traction directe.

La sollicitation en traction directe se fait par les doubles plaques en acier boulonnées collées au spécimen de béton. À ces doubles plaques sont reliés des systèmes de connexion composés d'une tige filetée vissé dans la plaque de 12'' et fixée à une rotule boulonnée à un tube en acier de type

HSS fixé dans les mâchoires de la presse utilisée, soit la presse Instron du laboratoire de structure. Les détails sur le montage et le principe de chargement sont élaborés plus loin, et sont illustrés à la Figure 42.

Les plaques d'acier circulaires sont collés avec de la colle d'interface béton-acier X-60. Celle-ci engendre une résistance de l'interface à la traction plus élevée que la résistance à la traction du béton. Les deux plaques d'acier sont boulonnées entre elles par 6 boulons de $\frac{1}{2}$ " de diamètre.

De plus, trois tiges filetées de $\frac{1}{2}$ " de diamètre sont fixées suite au premier essai de fissuration du spécimen de façon à garder en place celui-ci pour l'opération d'injection.

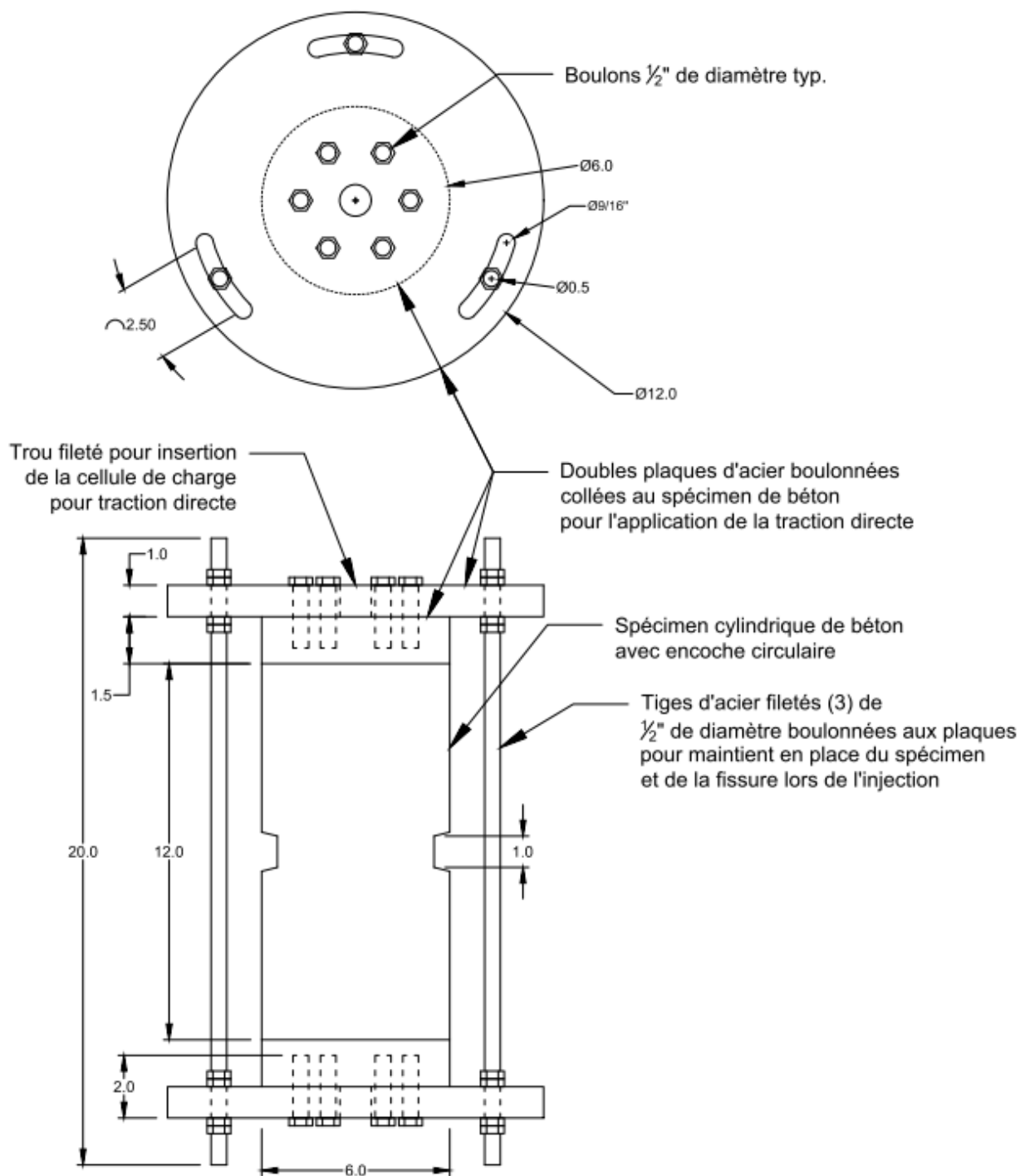


Figure 38 : Spécimen cylindrique de béton de 6'' de diamètre et 12'' de longueur avec doubles plaques d'acier boulonnées

Plusieurs facteurs ont influencé le choix de ces spécimens cylindriques en béton structural. D'abord, l'utilisation de spécimens cylindriques pour des essais de traction directe existe déjà pour

un essai standardisé, soit l'essai USBR No 4914 (Dolen, 2011). Les essais élaborés ici sont ainsi inspirés d'un essai standardisé. Ensuite, les dimensions des cylindres ont des dimensions standards de coffrage cylindrique, ce qui permet de se procurer facilement ces derniers. De plus, de faibles dimensions conjuguées à un béton structural normal de 30 MPa ont été choisis au lieu de plus gros spécimens de béton de masse afin de pouvoir étudier les effets d'un plus grand nombre de paramètres, soient différents produits d'époxy et différentes conditions d'ouverture et d'humidité de fissures lors de l'injection d'époxy.

Enfin, la réalisation éventuelle d'essais avec des spécimens de béton de masse, de dimensions supérieure, peut être directement extrapolée à partir des essais décrits ici, ce qui permet du même coup de caractériser l'effet d'échelle entre les essais et de pouvoir les comparer indirectement.

3.2 Programme expérimental

Les essais visent à évaluer la résistance de sections de béton fissurées réparées par époxy pour différents paramètres. Ceux-ci sont les trois différents produits d'époxy, les deux conditions d'humidité de la fissure ainsi que les quatre états d'ouverture et de contrainte de compression de la fissure lors de l'injection. Les trois produits d'époxy utilisés sont nommés dans ce document A, B et C. Ces trois produits sont relativement équivalents au niveau de leurs propriétés. Les deux conditions de saturation de la fissure lors de l'injection sont sèche et humide. Les quatre états de fissure testées pour l'injection sont ouverte de 2 mm, 1 mm, fermée (0 mm) et refermée avec une contrainte de compression de 200 kPa.

Les essais évaluant toutes ces conditions sont séparés en deux phases. La première évalue la performance des différents produits pour les deux conditions d'humidité pour une même ouverture de fissure, soit 2 mm. La seconde évalue les différents états de fissure (ouverture ou contrainte) lors de l'injection avec un même produit et une seule condition de fissure, soit humide. Le produit utilisé dans la seconde phase est déterminée suite à la première. Il correspond au plus performant, considérant les différentes conditions, de façon à ce que celui-ci soit le plus susceptible d'être utilisé pour l'injection des fissures de la face aval des voûtes du BDJ.

Les Tableau 5, Tableau 6 et

Tableau 7 illustrent les deux phases du programme expérimental ainsi que la combinaison des paramètres et le nombre de spécimens associé à chaque essai.

Tableau 5 : Paramètres d'injection de la phase 1

<i>Phase 1 - Produits et conditions d'humidité</i>		
Produits d'injection	Conditions d'humidité de la fissure	Ouverture/état de fissure
A	Sèche	2mm
B	Humide	
C		

Tableau 6 : Paramètres d'injection de la phase 2

<i>Phase 2 - Ouverture ou état de fissure</i>		
Produits d'injection	Conditions d'humidité de la fissure	Ouverture/état de fissure
B	Humide	2 mm
		1 mm
		0 mm
		σ_c (200 kPa)

Tableau 7 : Combinaison des paramètres d'injection et nombre de spécimens pour chaque phase

<i>Essais en traction directe (Nb de spécimens)</i>		
Paramètres d'essai	Phase 1	Phase 2
Produits	3	1
Conditions de fissure	2	1
Ouverture/état de fissure lors de l'injection	1	4
Nb de spécimens/essai:	3	3
Nb total de spécimens	18	12

Tel que décrit dans le tableau, trois essais sont effectués pour chaque combinaison de paramètres, donc autant de spécimens. Ce nombre d'essai par combinaison de conditions est celui prescrit par la norme NF EN 12618-1 (Afnor, 2004).

Les divers paramètres inclus dans les essais ont été évalués afin de cerner les différentes conditions d'injection au barrage Daniel-Johnson. D'abord, l'utilisation de différents produits, correspondant à des produits ayant été ou pouvant potentiellement être utilisés par Hydro-Québec, vient démontrer la différence qui peut y avoir entre eux au niveau de la mise en œuvre et au niveau de la performance comparative de la réparation en fonction des conditions d'humidité de la fissure.

Les deux conditions d'humidité testées correspondent à des possibles conditions de fissures au barrage Daniel-Johnson qui peuvent potentiellement être réparées par injection d'époxy. Par ailleurs, les deux conditions considérées dans le cadre de ce projet sont aussi inspirées de la norme française NF EN 12618-1 (Afnor, 2004), qui évalue la capacité d'adhérence au béton des produits d'injection. Celle-ci stipule que les injections doivent être faites dans 3 états d'humidité, soient dans une fissure remplie d'eau, humide et sèche. Ces trois conditions sont chacune définies de façon précise par la norme, c'est-à-dire que les procédures pour humidifier ou sécher la fissure sont clairement déterminées. Dans le cadre du programme expérimental réalisé ici, seulement les conditions humide et sèche seront évaluées. En effet, la condition de fissure remplie d'eau n'est pas vraisemblable pour le cas d'une injection d'époxy dans un barrage en béton, étant donné que l'époxy, très peu visqueux, sera très peu ou pas efficace dans un milieu rempli d'eau et sera vraisemblablement en majorité lessivé.

Les 4 différents états de fissure (2 mm, 1 mm, 0 mm et 200 kPa) sont évalués afin de simuler de réels états possibles des fissures obliques situées à l'aval du barrage Daniel-Johnson. En effet, compte tenu des abris thermiques en place sur la plupart des voûtes du côté aval, les fissures obliques peuvent présenter une très faible ouverture, être refermée et même être refermée avec une certaine contrainte de compression, considérant que la variation de l'ouverture de fissure ou de son état est tributaire des conditions thermiques. La contrainte de compression utilisée dans le programme expérimental ici s'apparente aux contraintes obtenues par les modélisations faites par Hydro-Québec pour la face aval de la voûte 3-4.

Le principe d'essai reste le même pour tous les essais à effectuer. Chaque spécimen vierge doit d'abord être fissuré selon l'essai de traction directe décrit plus loin au moins 28 jours après sa fabrication. Une résistance à la traction du spécimen vierge peut ainsi être évaluée. Le spécimen est ensuite mis en place de façon à ce que la fissure présente la configuration voulue pour l'injection (condition de saturation et état de fissure). Celui-ci est injecté avec le produit voulu. Au moins 14 jours sont attendus entre l'injection d'époxy du spécimen et le second essai en traction directe sur celui-ci. La même méthode de chargement est donc appliquée au spécimen réparé et la résistance à la traction directe de la section réparée à l'époxy peut ainsi être évaluée et comparée à la résistance de la section de béton non fissurée.

Cependant, les essais sur les spécimens vierges n'ont pas pu fournir la résistance à la traction réelle du béton étant donné un problème de fissuration de retrait imprévu, ce dernier étant présenté en détails à la section 3.2.1.1 de ce chapitre. Conséquemment, afin de comparer la résistance des spécimens réparé par rapport à un béton non-fissuré, une résistance à la traction estimée à partir de la valeur de f'_c .

Par ailleurs, la caractérisation du béton (f'_c , E et ν) est effectuée pour chaque gâchée à partir d'essais en compression sur des spécimens cylindriques de 4'' de diamètre par 6'' de longueur, suivant la norme ASTM C39, soit la méthode normalisée d'essai pour la résistance à la compression de spécimens cylindriques de béton.

3.2.1 Fabrication des spécimens

Les spécimens cylindriques de 6'' de diamètre par 12'' de longueur ont été fabriqués dans des cylindres en carton standards de dimensions telles que décrites. Afin de créer l'encoche circulaire de ½'' de largeur, des anneaux en MDF (Medium Density Fiberboard) précédemment usinés ont été insérés et fixés à l'intérieur des cylindres en carton à l'aide de vis. La surface intérieure de chacun des anneaux en MDF a été couverte de ruban adhésif d'aluminium, de façon à éviter le contact direct entre le béton et le MDF à la section critique du spécimen. En effet, le MDF peut absorber une certaine quantité d'eau contenu dans le béton frais, ce qui pourrait entraîner un certain biais sur la résistance du béton adjacent à l'anneau en MDF.

37 coffrages ainsi décrits ont été fabriqués, de façon à obtenir les 30 spécimens nécessaires aux essais ainsi que 7 spécimens d'excédent servant à tester les procédures de chargement, de fissuration et d'injection, ainsi qu'à compenser les spécimens présentant possiblement trop d'imperfections. Par ailleurs, 5 cylindres standards de 4'' de diamètre par 6'' de longueur ont été coulés pour chaque gâchée afin de caractériser le béton de chacune, soit pour déterminer f'_c , E et v .

Les 37 spécimens ainsi que les spécimens tests ont été coulés en deux gâchées de béton (1 et 2). Le Tableau 8 présente la description du mélange de béton de chacune des gâchées et le Tableau 9 les caractéristiques mécaniques de chaque gâchées.

Tableau 8 : Composition du béton utilisé dans la fabrication des spécimens

Volume de béton	1000 L
Ciment	40,0 kg
Sable	111,43 kg
Pierre (10 mm)	122,41 kg
Eau	22,96 kg
Superplastifiant	403,33 g
Autre adjuvant	121,2 g

Tableau 9 : Caractéristiques mécaniques du béton obtenues par les essais de caractérisation

Gâchée	f_c (7 jours)	f'_c	E	ν	f_t estimé
1	28 MPa	40,1 MPa	30876 MPa	0,240	2,8 MPa
2	26,6 MPa	37,0 MPa	32083 MPa	0,205	2,6 MPa

Une cure humide de 7 jours a été appliquée sur les spécimens, et ceux-ci ont tous mûris d'au moins 28 jours avant le début des essais. Des essais de caractérisation sur les bétons des deux gâchées sont effectués à 7 jours et à 41 et 133 jours, afin de correspondre le plus possible au moment des essais pour les deux gâchées.

Notons aussi que la valeur de la résistance à la traction peut être estimée ici à 7% de la résistance à la compression f'_c , à défaut de l'obtenir par les essais sur spécimens vierges, tel qu'expliqué à la section 3.2.1.1 de ce chapitre, et afin que la résistance du spécimen réparée soit comparable à la résistance à la traction directe du béton utilisé.

Suite au mûrissement des spécimens, le collage des plaques d'acier de 6'' de diamètre aux extrémités des spécimens est effectué. Celles-ci sont collées avec la colle à interface béton-acier X-60 aux extrémités parallèles des spécimens travaillées à la resurfaceuse, de façon à ce que cette interface ait une résistance plus élevée que le béton en traction.



Figure 39 : Specimen après surfacage des extrémités



Figure 40 : Specimen après collage des plaques d'acier de 6'' de diamètre

3.2.1.1 Problème de fissuration de retrait des spécimens

Les spécimens ont cependant subi une importante fissure de retrait qui a pu être constatée suite à leur mûrissement. Celle-ci a été causée la fabrication de l'encoche, et située dans le haut de celle-ci, comme le démontre la figure qui suit.



Figure 41 : Fissure de retrait d'un spécimen dans le haut de l'encoche avant le début de l'essai

Cette fissure a entraîné une très faible résistance à la traction du spécimen. Conséquemment, la résistance à la traction obtenue par l'essai sur spécimen vierge est beaucoup plus faible que pour le spécimen réparé. La résistance initiale du spécimen ne peut ainsi pas servir de référence pour les essais subséquents.

Suite à la constatation de ce problème de fissuration, des essais supplémentaires ont été effectués avec le même montage expérimental sur des spécimens sans encoche, avec à la place un trait de scie pour la localisation de la fissuration, afin de démontrer la validité du montage d'essai ayant été utilisé. Les résultats de ces essais supplémentaires se trouvent à l'annexe 1, ainsi que les remarques s'y attachant.

3.2.2 Méthode de chargement et fissuration des spécimens

Le montage et la méthode de chargement décrits ici sont les mêmes pour l'essai de fissuration initiale des spécimens que pour les essais sur les spécimens réparés. C'est donc le même montage et la même méthode pour tous les essais réalisés sur les spécimens tels que décrits précédemment.

Les figures qui suivent présentent le montage expérimental utilisé tout au long du programme expérimental.

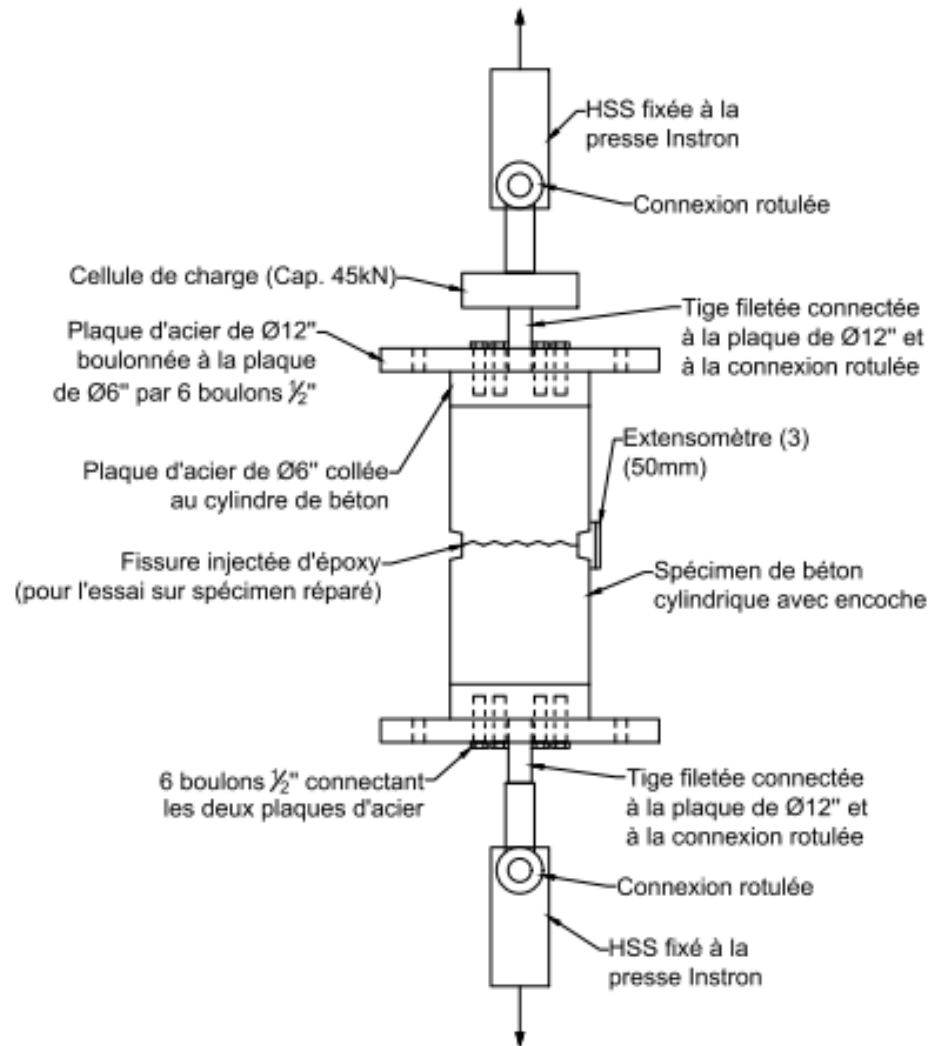


Figure 42 : Montage d'essai en traction directe



Figure 43 : Montage d'essai en traction directe Figure 44 : Montage d'essai en traction directe

La mise en traction directe du spécimen est effectuée par le déplacement vertical vers le haut de la traverse de la presse utilisée, soit la presse Instron. Ce déplacement est transféré par les mâchoires de la presse au tube HSS. Ce dernier amène donc en traction la cellule de charge rotulée au HSS et vissée au centre de la plaque d'acier de 12". Par les boulons de 1/2" de diamètre fixant la plaque de 12" à celle de 6" collée au spécimen, l'effort de traction est transmis au spécimen. Le montage est le même au bas du spécimen, à l'exception qu'il n'y a pas de cellule de charge, seulement une connexion rotulée au tube HSS et vissée dans la plaque d'acier de 12" du bas du spécimen.

Plusieurs systèmes ont été envisagés afin de faire la mise en traction directe du spécimen cylindrique. Le choix s'est porté sur les doubles plaques en acier collées aux extrémités pour des raisons de faisabilité, de validité de la réparation de la fissure par époxy ainsi que pour assurer une répartition optimale uniforme des contraintes de traction dans le spécimen.

L'utilisation de cette méthode engendre d'abord qu'aucun autre matériau ou élément vient intervenir sur la réparation par époxy par sa présence dans la fissure ou en adjacence avec la fissure. En effet, certaines autres méthodes utilisant une barre d'armature sectionnée au centre du spécimen cylindrique auraient pu être utilisées, comme l'essai illustré dans les Figure 5 et Figure 6 (Lin, Cheng, Huang, et Cheng, 2013). Cependant, l'armature aurait engendré un contact entre elle-même et l'époxy, ce qui devait être le plus possible évité dans ce cas-ci. L'utilisation d'une telle méthode impliquant un contact entre l'époxy et un matériau autre que le béton de la fissure aurait impliqué un biais dans les résultats de résistance et comportement mécanique de la section réparée.

Ensuite, une brève étude des différentes méthodes de traction directe sur des spécimens de béton a pu démontrer que l'utilisation de doubles plaques engendre une contrainte relativement uniforme dans le cas d'un spécimen cylindrique. D'abord, l'analyse par éléments finis effectuée dans le cadre de ce projet démontre en effet une uniformité très acceptable de la contrainte en traction, particulièrement si on compare avec le cas de l'utilisation d'une plaque simple, tel que démontré dans le chapitre 4. De plus, certains articles ont aussi démontré l'uniformité de la contrainte en traction dans le spécimen pour des plaques collées en comparaison avec d'autres méthodes, tel que discuté dans la revue de littérature. Concernant l'épaisseur des plaques, certains articles ont démontré, de même que l'analyse par éléments finis effectuée dans le cadre de ce projet, qu'une épaisseur de plaque d'au moins un tiers du diamètre du cylindre est nécessaire pour assurer l'uniformité de la contrainte en traction dans le spécimen cylindrique (Dolen, 2011) et (Kim et Taha, 2014). Conséquemment, des épaisseurs de 1'' ½ pour la plaque intérieure de 6'' et de 1'' pour la plaque extérieure de 12'' ont été choisies dans ce projet, de façon à limiter suffisamment l'influence de la flexibilité des plaques et de la présence des boulons pour considérer une contrainte de traction uniforme du spécimen.

Afin de suivre en temps réel et pour ensuite analyser les déformations du spécimen, trois extensomètres d'une ouverture de 50 mm sont disposés à égale distance perpendiculairement à

l'encoche du spécimen, donc aussi à la fissure. Conséquemment, en plus de permettre l'analyse du comportement mécanique du spécimen, l'uniformité des déformations ainsi que des contraintes dans le spécimen peuvent aussi être évaluées et qualifiées. De plus, la cellule de charge utilisée a une capacité maximale de 45kN.

Afin de s'assurer que l'essai soit réalisé de manière à ce que le chargement soit statique, un taux de déplacement de la traverse supérieure de la presse de 0,04 mm/min est utilisé. Ce taux de chargement a permis aux essais de respecter les limites de temps prescrites par l'essai CRD-C 164-92 (US Army Corps of Engineers, 1992), qui indique que la rupture doit se produire entre 5 et 15 minutes après le début du chargement.

Pour chaque spécimen, le principe et les étapes d'essai sont les mêmes. Le spécimen vierge est d'abord fissuré par un essai de traction directe initial. Il est ensuite mis en place dans la presse de façon à ce que la fissure présente l'ouverture ou l'état de contrainte en compression requise. Lorsque cet ouverture ou état est adéquat, les trois tiges filetées autour du spécimen sont fixées par des écrous aux plaques de 12''. Ainsi, le spécimen peut rester dans la configuration voulue pour l'injection. On procède ensuite à celle-ci dans la condition d'humidité requise ainsi qu'avec le produit d'époxy requis. Un délai de 14 jours doit être attendu suite à l'injection de la fissure de façon à s'assurer d'un mûrissement suffisant de l'époxy, tel que prescrit par les fiches techniques des produits pour la résistance à la traction de l'époxy. Le second essai sur le spécimen réparé peut ensuite être réalisé.

3.2.3 Injection des spécimens

Comme mentionné précédemment, trois produits d'époxy sont utilisés dans le cadre de ce processus expérimental. Ceux-ci sont des coulis d'époxy très peu visqueux à haute résistance pouvant typiquement être utilisés pour la réparation des fissures obliques fines à l'aval du barrage Daniel-Johnson. Le tableau qui suit présente un bref aperçu des propriétés physiques principales des trois produits utilisés.

Tableau 10 : Propriétés des trois produits d'époxy utilisés pour l'injection de fissure

Propriétés	A	B	C
Viscosité (cps)	80	350	200-350
Vie en pot (minutes)	30	50	20-25
Sec au toucher (heures)	7 à 8	-	3 à 4
Résistance à la traction (MPa)	55	54,8	37
Résistance à la compression (MPa)	70	83,2	61
Adhérence - 2 jours (MPa)	15 (sec)	14,6	-
Adhérence - 14 jours (MPa)	14,6 (humide)	15,5	-
Module d'élasticité (GPa)	-	-	1,8

La Figure 45 et la Figure 46 illustrent l'allure et la texture qu'ont les trois produits semblables qui ont été utilisés pour l'injection dans ce projet.



Figure 45 : Composantes (A et B : Résine et durcisseur) de l'époxy B



Figure 46 : Composantes (A et B : Résine et durcisseur) de l'époxy B dans les réservoirs de la pompe

L'injection de tous les produits s'est fait à l'aide d'une pompe à époxy à air comprimée nommée « In-Poxy Air », conçue uniquement pour l'injection d'époxy à deux composants A et B (résine et durcisseur) avec un ratio 2A :1B, soit le cas pour chacun des produits utilisés dans le cadre de ce projet. La pompe fournit en effet uniquement et nécessairement un débit de rapport 2 :1, ce qui engendre qu'elle ne peut être utilisée que pour de tels produits.

Notons qu'il ne faut pas confondre l'appellation des composants A et B, respectivement la résine et le durcisseur, avec les noms de produits utilisés (A, B et C) utilisés à titre anonyme dans ce document.



Figure 47 : Pompe à époxy à air comprimée utilisée pour toutes les injections



Figure 48 : Pompe à époxy à air comprimée utilisée pour toutes les injections



Figure 49 : Pompe à époxy à air comprimée utilisée pour toutes les injections

3.2.3.1 Procédure d'injection des spécimens

Les étapes de réalisation de l'injection des spécimens en laboratoire sont les mêmes pour tous les spécimens injectés et pour les deux phases du programme expérimental.

D'abord, trois trous de $\frac{1}{4}$ " sont percés dans la fissure qui a été faite lors de l'essai initial de fissuration sur le spécimen, de façon à pouvoir s'assurer de la propagation de l'époxy dans la fissure par au moins trois côtés de celle-ci.



Figure 50 : Perçage des trous de $\frac{1}{4}$ '' dans la fissure pour insertion des tubes d'injection

Des tubes d'injection de $\frac{1}{4}$ '' de diamètre extérieur sont ensuite insérés dans les trous forés pour assurer l'injection par ceux-ci. Par cette méthode, on s'assure du maintien du remplissage de la fissure suite à l'injection. En effet, les tubes étant remplis d'époxy suite à l'injection, une certaine pression est maintenue par l'époxy à l'intérieur de la fissure.



Figure 51 : Insertion des 3 tubes d'injection dans les trous percés dans la fissure

Par la suite, la fissure est colmatée avec les tubes insérés à l'intérieur à l'aide d'un produit d'époxy scellant à prise rapide à deux composants avec ratio de mélange 1A : 1B, tel qu'illustré aux figures qui suivent.



Figure 52 : Époxy scellant pour colmatage de la fissure



Figure 53 : Époxy scellant pour colmatage de la fissure



Figure 54 : Colmatage de la fissure avec l'époxy scellant

L'injection peut donc ensuite être effectuée. Celle-ci est faite à l'aide de la pompe à époxy telle que décrite précédemment. Afin d'assurer un mélange adéquat et homogène des deux produits A et B suite à leur sortie de la pompe et avant d'entrer dans la fissure, un tube mélangeur nommé mixeur statique est installé à la valve de sortie des tuyaux, donc à la sortie du pistolet d'injection. Au bout de ce mixeur statique est fixée une bague qui assure le lien entre le mixeur et le tube d'injection inséré dans la fissure du spécimen.



Figure 55 : Pistolet d'injection, mixeur statique et bague liant le mixeur statique et le tube d'injection

L'injection du spécimen a ensuite lieu par un des trois tubes d'injection du spécimen jusqu'à ce que les deux autres tubes débordent, qui constitue l'indicateur de complétion de l'injection.



Figure 56 : Spécimens mis en place pour l'injection

Suite à l'injection des spécimens, un délai minimum de 14 jours est attendu avant l'essai sur le spécimen réparé pour le mûrissement de l'époxy. Ce délai a été choisi afin de respecter les propriétés physiques d'adhérence au béton et de résistance à la traction données par les fiches techniques de tous les produits d'époxy utilisés dans le cadre du projet. Les plaques d'acier de 12'' ainsi que les tiges d'acier maintenant le spécimen dans la configuration de fissure voulue peuvent cependant être enlevés 24 heures après l'injection, considérant les propriétés données par les fiches techniques des produits le permettant.

Afin d'appliquer à la fissure la condition d'humidité désirée pour l'injection, les étapes prescrites par la norme EN 12618-1 (Afnor, 2004) sont réalisées avant l'injection de l'époxy. Pour une condition de fissure sèche, un simple nettoyage de la fissure à l'air comprimé est requis. Pour une condition de fissure humide, après le nettoyage à l'air comprimé, la fissure est remplie d'eau par les tubes injecteurs. L'eau est laissée à l'intérieur pendant 10 minutes. La fissure est ensuite séchée à l'air comprimée soufflée par les tubes injecteurs et l'injection a lieu immédiatement après.

3.2.3.2 Détails, expérience et observations des injections réalisées en laboratoire

Cette section consiste plutôt en une description qualitative de l'expérience pratique acquise par les séances d'injection réalisées en laboratoire et par l'aide reçue à ce niveau pour la mise en œuvre de l'époxy. Il s'agit donc d'un compte rendu des observations ayant été faites au cours des

opérations d'injection et de ce qui a pu sembler être de bonnes pratiques pour la réalisation de l'injection d'époxy.

D'abord, il faut savoir que malgré quelques problématiques ayant pu être rencontrées, toutes les injections ont au final été réussies, c'est-à-dire que tous les spécimens inclus dans le programme expérimental ont bel et bien été réparés par l'époxy, caractérisés par une certaine restauration de leur intégrité structurale.

Certains spécimens ont toutefois présentés des cas de fuite d'époxy lors de l'injection, c'est-à-dire que de l'époxy s'est écoulé hors de la fissure, et que le colmatage de la fissure, fait à partir d'un autre époxy scellant non structural, n'était pas parfait. Pour remédier à cette situation, il a été nécessaire de refaire un colmatage supplémentaire et d'injecter à nouveau de l'époxy au moment où le nouveau colmatage avait suffisamment fait sa prise. Cependant, malgré ce dernier, le spécimen a pu poursuivre dans quelques cas une légère fuite, laquelle était imperceptible lors de l'injection, donc au final une très légère fuite d'époxy.

Afin d'éviter d'autres cas de fuite, un perfectionnement de la méthode a été élaboré suite à ces derniers cas. Après le premier colmatage avec l'époxy scellant, un test d'étanchéité de la fissure était effectué. Celui-ci consistait à étendre de l'eau savonneuse tout autour de la fissure initialement colmatée, et de vérifier si une fuite d'air avait lieu par la formation de bulles dans le colmatage en soufflant dans les tubes d'injection insérés dans la fissure à l'aide d'air comprimée. Un colmatage supplémentaire était ensuite fait aux endroits présentant une fuite d'air. En se basant sur cette méthode de vérification de l'étanchéité, un second colmatage a d'ailleurs été nécessaire dans la majorité des cas.

Ainsi, il a été observé qu'il est très difficile de réaliser un colmatage parfait de la fissure en considérant la très faible viscosité des produits utilisés, et ce malgré la très faible taille des spécimens et des fissures dans le cadre de ce programme expérimental, ainsi que la facilité d'accès à la fissure pour la réalisation du colmatage.

Les cas de très légères fuites ont tout de même semblé influencer la qualité de la réparation. Il a en effet été observé lors des essais sur les spécimens réparés que ceux ayant pu présenter une fuite ont engendré une certaine prise incomplète de l'époxy dans une certaine partie de la fissure. Comme il l'est présenté dans la section 3.3.1.1, la résistance d'un spécimen présentant une certaine fuite,

même légère, est sensiblement plus faible que dans le cas d'une injection dans une fissure parfaitement étanche.

Conséquemment, considérant la difficulté et la minutie nécessaire pour réaliser parfaitement le colmatage d'une telle fissure sur un spécimen de cette taille pour l'injection de ce type d'époxy, il doit être presque impossible de colmater parfaitement une fissure dans une structure de béton aussi imposante qu'un barrage, et donc la résistance obtenue du même coup ne peut pratiquement pas être celle obtenue par une injection parfaitement réussie.

Par ailleurs, la pression d'injection au pistolet d'injection, donc dans la fissure, a pu varier en fonction des conditions d'ouverture de la fissure, ou plus précisément causé par la contrainte de compression appliquée à la fissure lors de l'injection. En fait, pour les spécimens dont l'ouverture de fissure est de 2, 1 et 0 mm, considérant la très faible viscosité de tous les produits utilisés, aucune pression d'injection n'a été nécessaire, c'est-à-dire que l'injection s'est fait avec une pression nulle affichée au pistolet d'injection, et ce, même pour l'ouverture de 0 mm.

Cependant, dans le cas de l'injection des spécimens avec une contrainte de compression de 200 kPa sur la fissure, le pistolet d'injection a indiqué une pression d'injection allant jusqu'à 200 psi (1300 kPa). Notons que si cette pression d'injection est considérée comme uniformément distribuée à l'intérieur de la fissure, elle vient non seulement contrer la contrainte de compression de 200 kPa appliquée à la fissure, mais engendre un soulèvement de la fissure par la déformation des tiges d'acier de $\frac{1}{2}$ " de diamètre d'environ 0,8 mm. Autrement dit, afin d'assurer une pénétration complète de l'époxy, il est nécessaire d'écarter les parois d'une certaine ouverture.

Il faut comprendre que cette pression n'est pas directement contrôlée par l'utilisateur de la pompe. L'utilisateur a plutôt le contrôle sur le débit d'injection par l'ouverture de la valve du pistolet d'injection, et que la pression d'injection résulte du débit fourni. La pression n'est donc qu'indirectement contrôlée par l'opérateur. Un suivi en temps réel de cette pression est donc impératif afin d'éviter tout incident relatif à celle-ci.

3.3 Présentation et analyse des résultats expérimentaux

Il faut d'abord savoir que l'analyse et l'élaboration des résultats est seulement faite ici pour le cas des essais sur spécimens réparés. En effet, tel que discuté précédemment, étant donné l'importance

de la fissure de retrait dans les spécimens fabriqués, les résultats de résistance et de comportement mécaniques des spécimens vierges obtenus lors des essais de fissuration initiale des spécimens ne sont aucunement représentatifs de la résistance et du comportement en traction directe d'un béton sain, et ne peuvent ainsi pas servir de référence pour les essais subséquents sur les spécimens réparés. Conséquemment, seuls les résultats de résistance des spécimens vierges seront présentés de façon sommaire sous forme de tableau.

Les résultats des essais sur les spécimens réparés sont cependant présentés et analysés de façon plus élaborés. Les résultats de résistance de ceux-ci sont présentés sous forme de tableau et de diagrammes afin de bien illustrer ces données. Le comportement de déformation des extensomètres lors de tous ces essais est illustré graphiquement, et une analyse plus détaillée du comportement typique de déformation des spécimens réparés est ensuite élaborée.

3.3.1 Résistance à la traction des spécimens vierges et réparés

Les deux tableaux qui suivent présentent la résistance des spécimens vierges et réparés pour les deux phases du programme expérimental.

Les spécimens ont tous un système de nomenclature décrit ainsi :

- Phase du programme expérimental;
- Lettre correspondant au produit d'époxy utilisé (A, B ou C) combiné à la lettre correspondant à la condition d'humidité lors de l'injection de la fissure (S pour sec et H pour humide);
- Ouverture de la fissure lors de l'injection ou état de celle-ci (ouverture de 2, 1 ou 0 mm ou fissure comprimée pour σ_c);
- Numéro du spécimen ayant tous les mêmes autres paramètres d'injection (1 à 3).

Tableau 11 : Résistance des spécimens de la phase 1

Phase 1 - AS 2mm no1			Phase 1 - AS 2mm no2			Phase 1 - AS 2mm no3		
	kN	MPa		kN	MPa		kN	MPa
Vierge	6,9	0,56	Vierge	7,1	0,58	Vierge	3,2	0,26
Réparé	16,47	1,34	Réparé	41,11	3,35	Réparé	39,05	3,18

Phase 1 - AH 2mm no1			Phase 1 - AH 2mm no2			Phase 1 - AH 2mm no3		
	kN	MPa		kN	MPa		kN	MPa
Vierge	6,3	0,51	Vierge	2,9	0,24	Vierge	5,8	0,47
Réparé	27,61	2,25	Réparé	25,78	2,10	Réparé	29,2	2,38

Phase 1 - BS 2mm no1			Phase 1 - BS 2mm no2			Phase 1 - BS 2mm no3		
	kN	MPa		kN	MPa		kN	MPa
Vierge	5,9	0,48	Vierge	1,9	0,15	Vierge	4,3	0,35
Réparé	36,27	2,96	Réparé	38,8	3,16	Réparé	27,08	2,21

Phase 1 - BH 2mm no1			Phase 1 - BH 2mm no2			Phase 1 - BH 2mm no3		
	kN	MPa		kN	MPa		kN	MPa
Vierge	10,7	0,87	Vierge	5,6	0,46	Vierge	9	0,73
Réparé	35,83	2,92	Réparé	36,19	2,95	Réparé	20,28	1,65

Phase 1 - CS 2mm no1			Phase 1 - CS 2mm no2			Phase 1 - CS 2mm no3		
	kN	MPa		kN	MPa		kN	MPa
Vierge	8,2	0,67	Vierge	5,9	0,48	Vierge	4,4	0,36
Réparé	38,16	3,11	Réparé	32,7	2,66	Réparé	34,23	2,79

Phase 1 - CH 2mm no1			Phase 1 - CH 2mm no2			Phase 1 - CH 2mm no3		
	kN	MPa		kN	MPa		kN	MPa
Vierge	3,13	0,26	Vierge	2,76	0,22	Vierge	2,87	0,23
Réparé	24,11	1,96	Réparé	33,31	2,71	Réparé	33,48	2,73

Tableau 12 : Résistance des spécimens de la phase 2

Phase 2 - BH 2mm no1			Phase 2 - BH 2mm no2			Phase 2 - BH 2mm no3		
	kN	MPa		kN	MPa		kN	MPa
Vierge	4,3	0,35	Vierge	8,69	0,71	Vierge	5,59	0,46
Réparé	29,48	2,40	Réparé	37,82	3,08	Réparé	40,38	3,29

Phase 2 - BH 1mm no1			Phase 2 - BH 1mm no2			Phase 2 - BH 1mm no3		
	kN	MPa		kN	MPa		kN	MPa
Vierge	8,29	0,68	Vierge	3,48	0,28	Vierge	6,6	0,54
Réparé	40,15	3,27	Réparé	36,69	2,99	Réparé	17,16	1,40

Phase 2 - BH 0mm no1			Phase 2 - BH 0mm no2			Phase 2 - BH 0mm no3		
	kN	MPa		kN	MPa		kN	MPa
Vierge	6,19	0,50	Vierge	3,48	0,28	Vierge	7,2	0,59
Réparé	30,6	2,49	Réparé	31,44	2,56	Réparé	37,9	3,09

Phase 2 - BH σ_c no1			Phase 2 - BH σ_c no2			Phase 2 - BH σ_c no3		
	kN	MPa		kN	MPa		kN	MPa
Vierge	7,16	0,58	Vierge	11,32	0,92	Vierge	6,74	0,55
Réparé	39,56	3,22	Réparé	38,73	3,16	Réparé	22,59	1,84

Tel que discuté précédemment et comme démontré dans les tableaux, les résistances obtenues par fissuration initiale des spécimens sont très faibles, et une analyse plus élaborée de celles-ci n'est donc pas pertinente.

Les Figure 61 et Figure 62 montrent quant à elles une illustration comparative de la résistance des spécimens réparés en fonction des deux phases du programme expérimental ainsi qu'en fonction des différents paramètres d'injection considérés dans le projet.

3.3.1.1 Types de rupture des spécimens

L'étude de la qualité des réparations par injection d'époxy ne passe pas seulement par la considération de la résistance du spécimen réparé, mais aussi par l'observation du type de rupture étant produit. Les ruptures des spécimens obtenus lors des essais en traction directe dans les deux phases peuvent être catégorisées en 4 types de ruptures caractéristiques différentes.

- 1-** Rupture typique en traction directe d'un spécimen dont la résistance est relativement élevée, qui correspond à une réparation réussie. Ce type de rupture se produit hors de la fissure préalablement réparée, sans aucune trace d'époxy. L'adhérence de l'époxy au béton est ainsi supérieure à la résistance à la traction du béton, et c'est ainsi cette dernière qui gouverne la résistance du spécimen réparé. C'est le type de rupture qui est prévu par les fiches techniques données par les fabricants et fournisseurs d'époxy et qui caractérise ainsi selon eux une réparation réussie. C'est aussi le type de rupture correspondant généralement aux résistances les plus élevées obtenues lors des essais.



Figure 57 : Rupture de type 1 (Réparation réussie et comportement en traction directe typique)

- 2-** Rupture combinée à un effet de flexion important dès le début de l'essai. Ce type de rupture est caractérisé généralement par une résistance relativement faible, et peut être dû à la présence d'une seconde fissure de retrait dans l'encoche ou simplement d'une faiblesse dans le béton, qui cause une non-uniformité de la rigidité de la section entraînant l'effet de flexion. Il peut aussi être dû à une excentricité dans le montage expérimental ou dans le positionnement des plaques collées, qui peut engendrer un effort de flexion. La rupture ainsi obtenue n'est donc pas tributaire de la qualité de la réparation. Ce type de rupture peut donc présenter une résistance relativement faible malgré une réparation réussie. Il faut noter aussi que compte tenu l'importance de la flexion, la valeur de la résistance à la traction du

spécimen lors d'un tel essai est réellement légèrement supérieure à celle obtenue, car la sollicitation en flexion vient diminuer celle en traction directe à la rupture.



Figure 58 : Rupture de type 2 (Effet de flexion important dès le début de l'essai, combiné à la présence d'une seconde fissure de retrait, à une faiblesse importante dans section ou à une excentricité du montage d'essai)

- 3-** Rupture avec traces d'époxy non-durci, donc présentant des traces d'époxy n'ayant pas fait de prise. Notons qu'il s'agit de faibles traces, couvrant donc une faible surface de la fissure. Ce type de rupture est généralement associé à une fuite d'époxy suite à l'injection, cette dernière pouvant être même très faible, tel qu'expliqué dans la section 3.2.3.2. Ce type de rupture est caractérisé par une relativement faible résistance, étant donné qu'une partie de la fissure initiale n'est pas réparée adéquatement, et qu'un effet de flexion est donc aussi engendré par cette faiblesse. La résistance du spécimen est donc tributaire à la fois de la résistance à la traction du béton et de l'adhérence de l'époxy dont la prise est incomplète, ainsi que de l'importance de l'effet de flexion engendré par l'excentricité due à cette prise partielle et donc à la rigidité non-uniforme de la section réparée.



Figure 59 : Rupture de type 3 (Traces d'époxy non-durci)

- 4-** Rupture avec traces d'époxy durci, donc ayant fait une prise qui semble adéquate. Notons encore qu'il s'agit de faibles traces, couvrant donc une faible surface de la fissure. Ce type de rupture est donc caractérisé en faible partie par une rupture de l'interface époxy-béton. Ainsi, très localement, l'adhérence de l'époxy au béton est plus faible que la résistance à la traction du béton, ce qui est contrainte au type de rupture prescrit par les fabricants et fournisseurs de produits d'époxy. La résistance du spécimen est tributaire à la fois de la résistance à la traction du béton et de l'adhérence au niveau de l'interface époxy-béton, de même que de l'effet de flexion pouvant être engendré par une rigidité non-uniforme de la section réparée.



Figure 60 : Rupture de type 4 (Traces d'époxy durci)

L'étude du type de rupture se produisant lors de chaque essai sur spécimen réparé vient aussi expliquer la différence qui peut y avoir au niveau de la résistance des spécimens dont la combinaison de paramètres est la même.

3.3.1.2 Résistance et type de rupture des spécimens réparés

Les deux graphiques aux Figure 61 et Figure 62 présentent les résistances obtenues combinées aux types de rupture s'étant produites pour chacun des spécimens réparés des deux phases du programme expérimental.

3.3.1.3 Résistance des spécimens de la phase 1

La phase 1 vise à évaluer l'influence de l'utilisation de 3 différents produits d'époxy A, B et C en plus de l'impact d'une fissure sèche (S) lors de l'injection en comparaison avec une fissure humide (H) sur la résistance et le type de rupture des spécimens réparés.

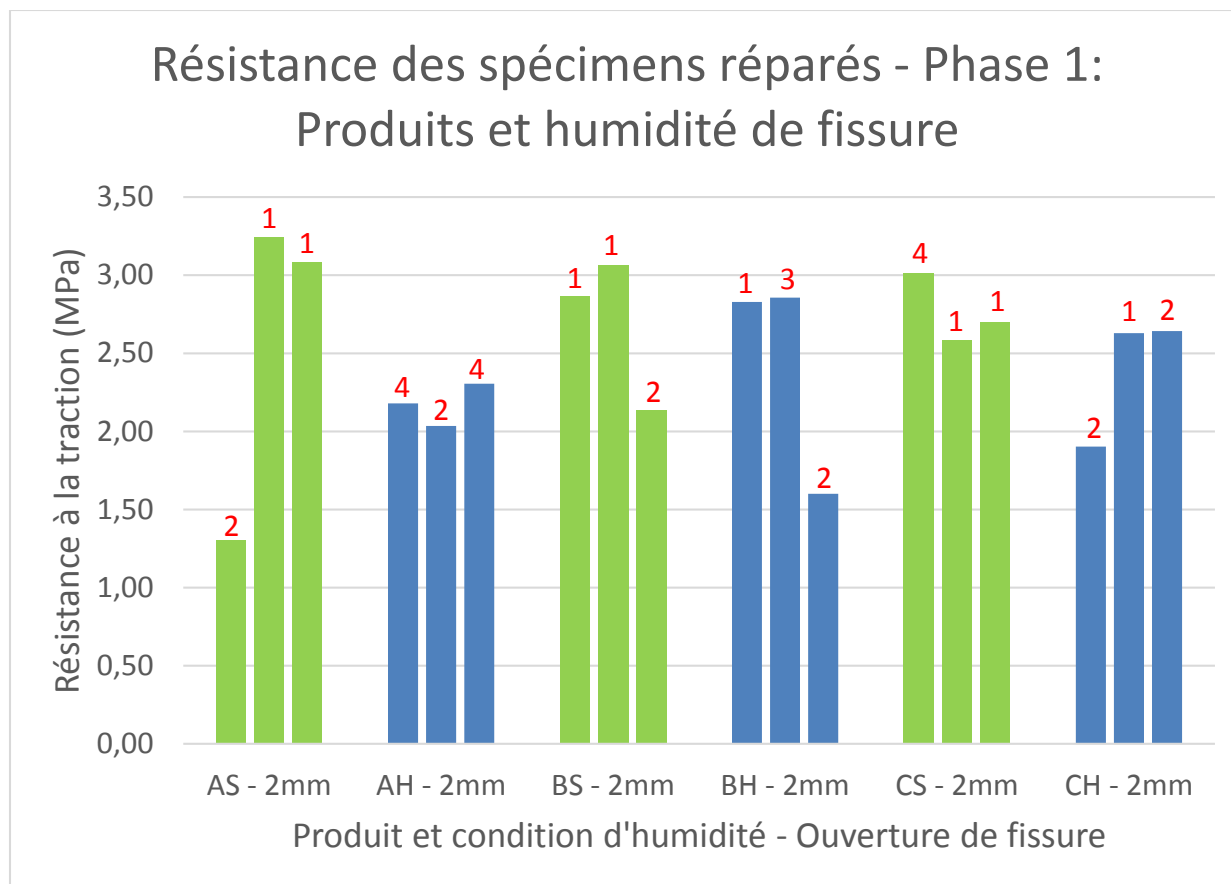


Figure 61 : Résistance et type de rupture des spécimens de la phase 1 (Type 1 : Traction directe; Type 2 : Effet de flexion important; Type 3 : Traces d'époxy non-durci; Type 4 : Traces d'époxy durci)

Comparons d'abord les résultats en fonction des différents produits. Pour le cas de l'injection dans une fissure sèche, tous les produits qui impliquent une injection réussie, c'est-à-dire sans fuite lors de l'injection, présentent une résistance semblable, c'est-à-dire que la rupture se produit hors de la fissure réparée, donc produisant une nouvelle fissure. Ainsi, la résistance de la réparation dans le cas de l'injection d'une fissure lorsque celle-ci est sèche dépend entièrement de la résistance à la traction du béton.

Cependant, dans le cas où la fissure a été injectée lorsque mouillée, la résistance semble être légèrement affectée pour l'utilisation du produit A. En effet, non seulement la valeur de résistance obtenue est légèrement moins élevée, mais l'influence de l'humidité semble aussi être démontrée par le type de rupture créée lors de l'essai sur ces spécimens ainsi réparés. La rupture de ces

spécimens est caractérisée par une défaillance partielle de l'interface époxy-béton, qui ne correspond cependant pas au cas où l'époxy a fait une prise inadéquate. C'est-à-dire que celui-ci a fait sa prise, mais la résistance de l'interface est plus faible localement que dans les autres cas, tel que décrit pour le type de rupture 4. La Figure 60 illustre ce type de rupture présentant une fissure qu'on peut appeler «hybride», qui est donc une rupture à la fois à l'interface époxy-béton et dans le béton sain.

Il ne semble cependant pas que l'humidité ait influencé de la même façon la résistance des deux autres produits, dont le mode de rupture est resté sensiblement le même que pour l'injection en milieu sec.

3.3.1.4 Résistance des spécimens de la phase 2

La phase 2 vise à évaluer l'influence que peut avoir l'ouverture de la fissure ou l'état de contrainte appliquée sur la fissure au moment de l'injection sur la résistance et le type de rupture se produisant.

Toutes les injections ont été faites en condition de fissure humide, condition relativement vraisemblable dans le cas des fissures de la face aval du barrage Daniel-Johnson. Aussi, toutes les injections de la seconde phase ont été faites avec l'époxy B. Celui-ci a été sélectionné suite aux essais sur spécimens réparés de la phase 1 et de l'évaluation préliminaire des résultats de ceux-ci, puisqu'il a présenté une résistance et un type de rupture adéquats qui ne semblent pas s'atténuer avec l'injection en milieu humide. Suite à cette constatation, la disponibilité rapide du produit B, évitant de freiner le programme expérimental a aussi permis de décider de son utilisation pour la seconde phase.

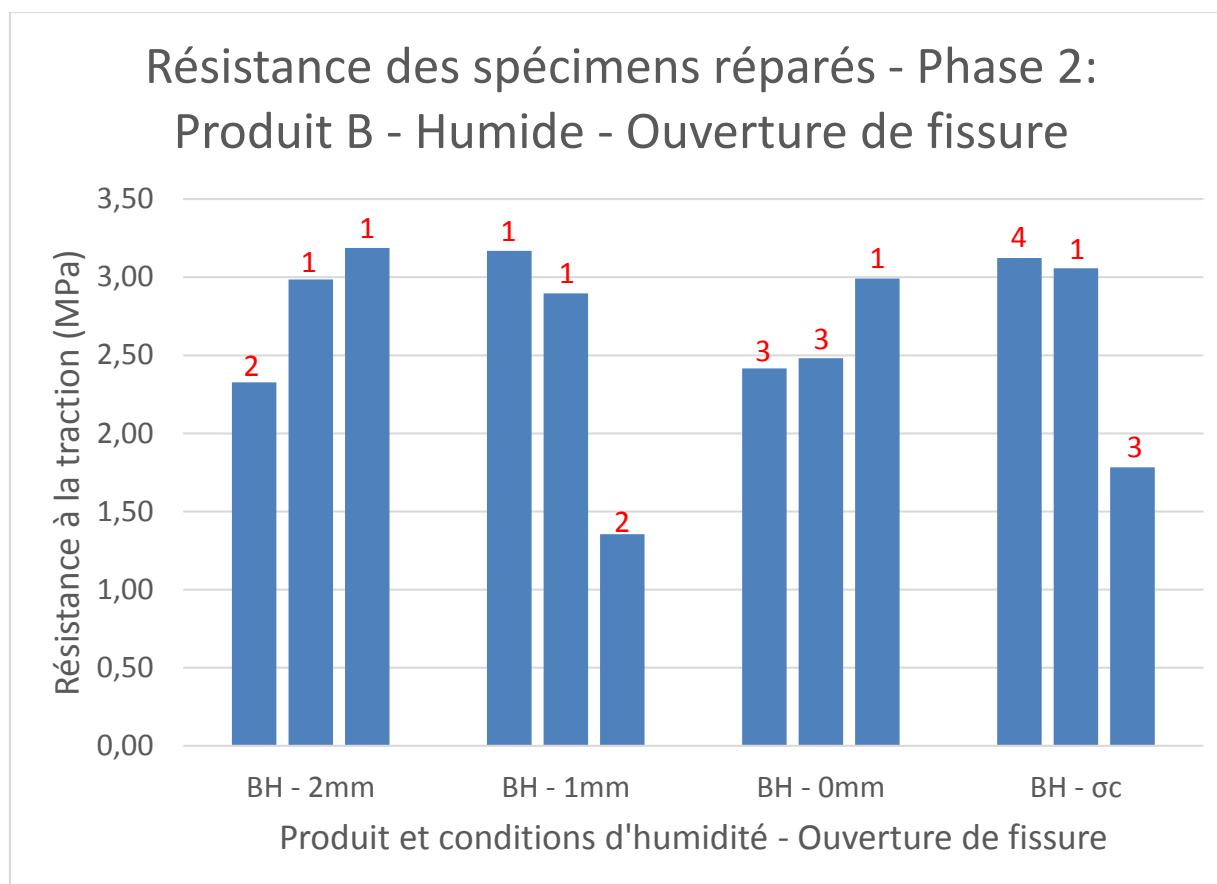


Figure 62 : Résistance et type de rupture des spécimens de la phase 2 (Type 1 : Traction directe; Type 2 : Effet de flexion important; Type 3 : Traces d'époxy non-durci; Type 4 : Traces d'époxy durci)

Les résultats ne démontrent en fait aucune influence réelle de l'ouverture de la fissure sur la résistance des spécimens réparés, même dans le cas de la fissure comprimée. Toutes les résistances obtenues sont en effet relativement équivalente. Ce type de produit a donc une viscosité tellement faible qu'il peut en effet s'introduire partout dans la fissure.

Notons que dans le cas de l'ouverture de fissure de 0 mm et de l'état de compression, le type de rupture 3 est causé par une légère fuite de l'époxy. Ainsi, la perte de performance de la réparation n'est pas causée par le paramètre d'ouverture ou de compression, mais par la qualité de l'injection qui a été effectuée.

Ainsi, ce type de produit semble adéquat sur le plan de l'injectabilité pour réparer les fissures trop fines pour qu'un coulis cimentaire puisse s'y introduire.

Cependant, il faut noter l'augmentation importante de la pression d'injection nécessaire pour l'injection dans la fissure comprimée, telle que décrite à la section 3.2.3.2.

3.3.2 Étude du comportement mécanique des spécimens réparés

L'analyse du comportement mécanique des spécimens réparés passe par la présentation et l'analyse du comportement des trois extensomètres lors des essais en traction directe, qui témoigne du comportement de déformation du spécimen et de la réparation lors de la traction.

3.3.2.1 Courbes force-déplacement et contrainte-déplacement des essais sur spécimens réparés

Les graphiques qui suivent présentent les courbes force-déplacement des trois extensomètres pour chacun des essais des phases expérimentales 1 et 2. Notons que la force en traction étant inscrite comme négative dans les graphiques est due à l'acquisition de données en laboratoire. Les trois courbes (noire, bleue, rouge) correspondent aux trois extensomètres.

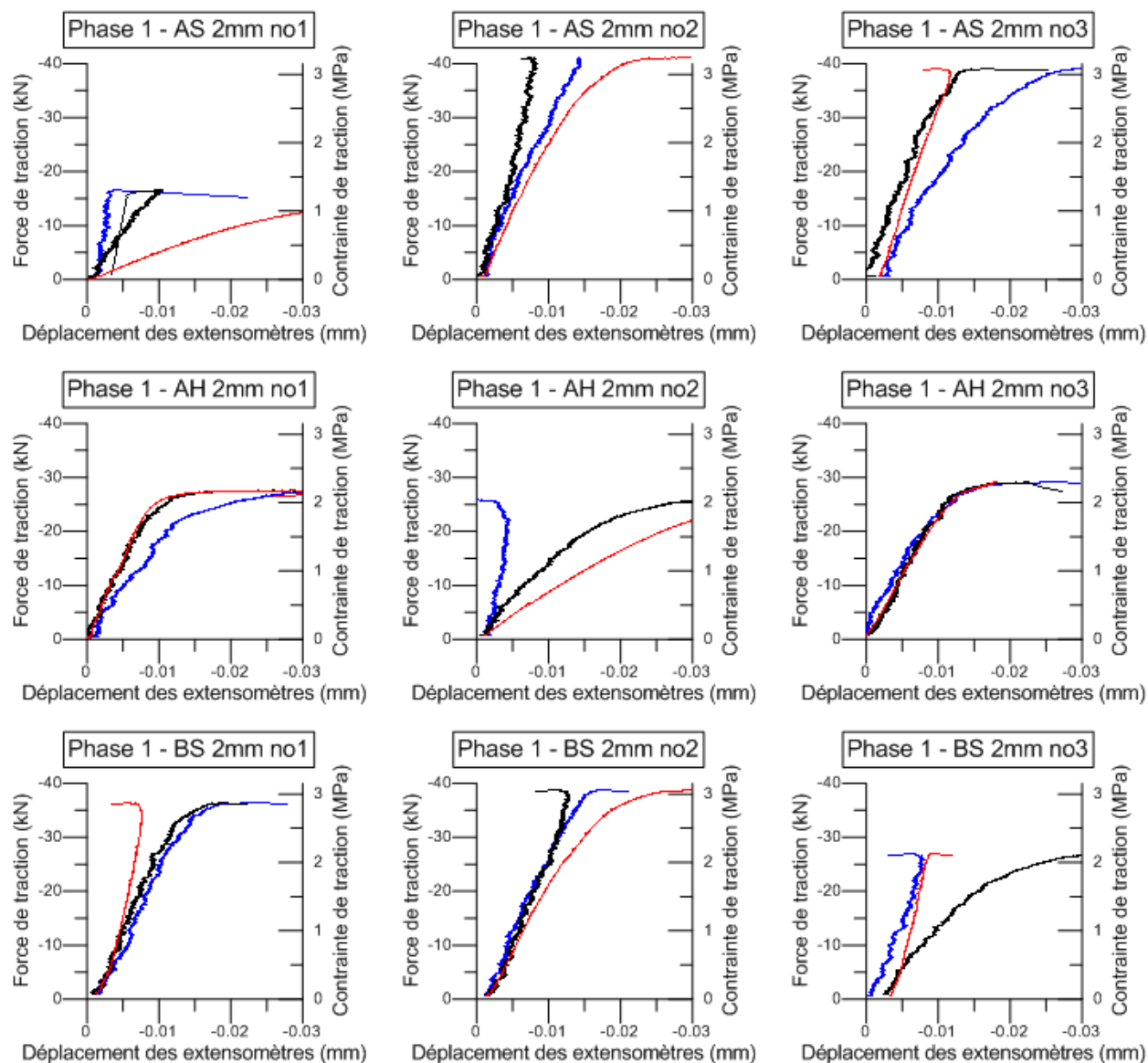


Figure 63 : Courbes forces-déplacements et contraintes-déplacements de la Phase 1 (1)

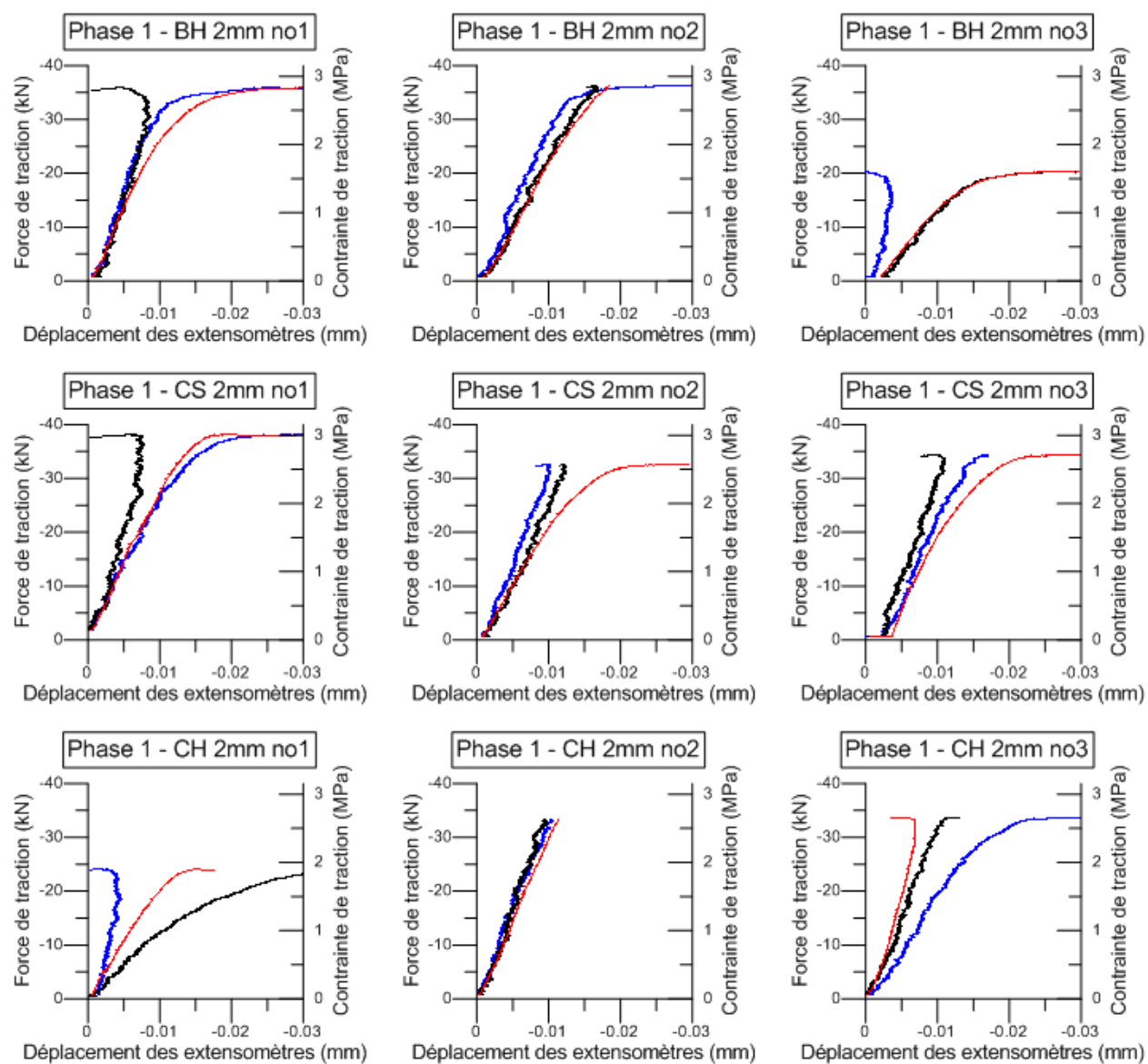


Figure 64 : Courbes forces-déplacements et contraintes-déplacements de la Phase 1 (2)

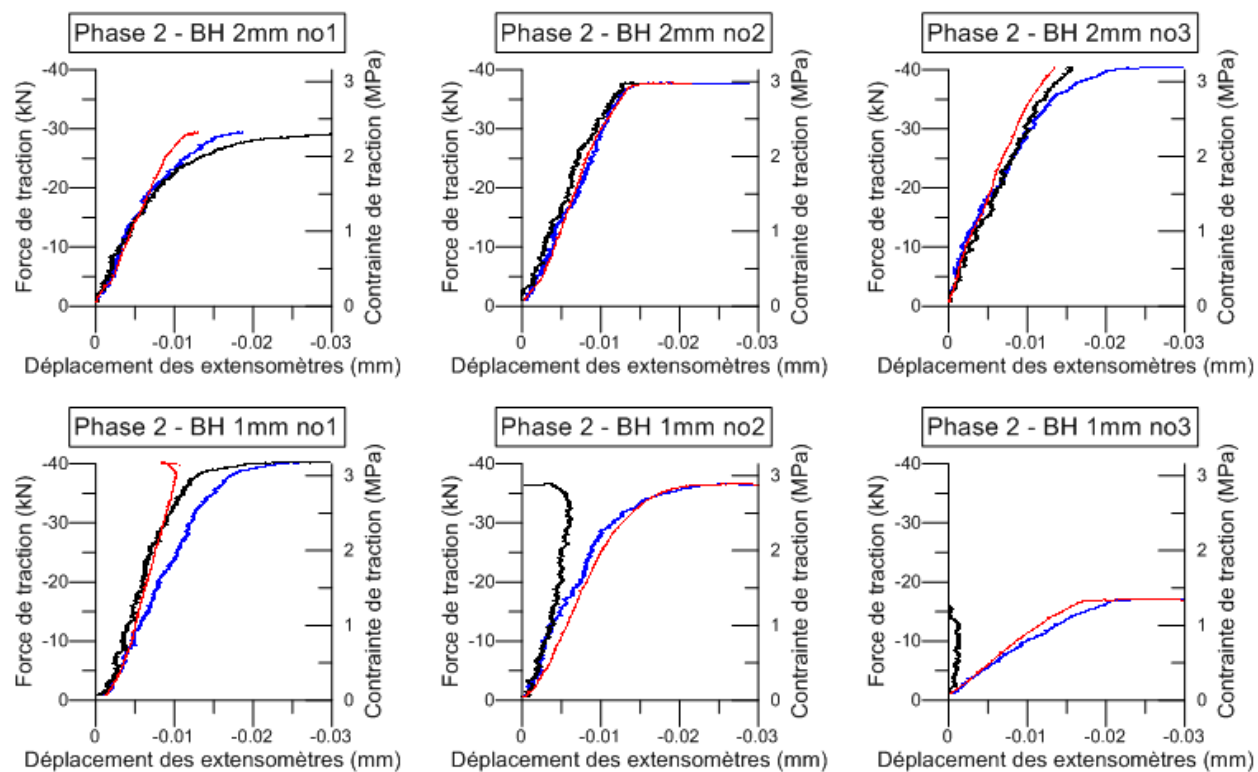


Figure 65 : Courbes forces-déplacements et contraintes-déplacements de la Phase 2 (1)

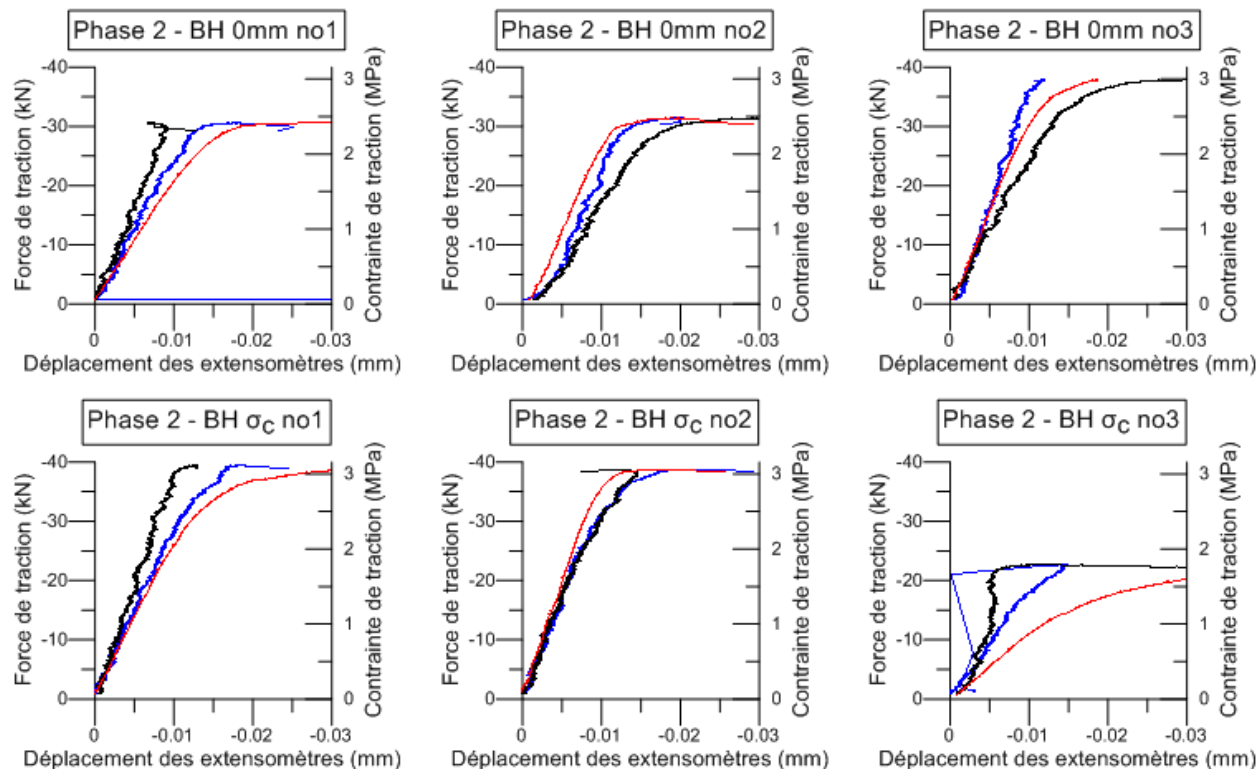


Figure 66 : Courbes forces-déplacements et contraintes-déplacements de la Phase 2 (2)

Les courbes de déformation des 3 extensomètres démontrent que ceux-ci n'ont pas nécessairement un comportement en déplacement uniforme, et même dans très peu de cas, contrairement à ce qui pourrait être attendu d'un essai en traction directe. Cependant, la divergence du déplacement des extensomètres ne se traduit pas nécessairement par une invalidité de l'essai en traction directe.

Les courbes divergentes des extensomètres peuvent se catégoriser en deux cas, soient le cas d'effet de flexion immédiat, qui consiste en une divergence dès le début de la mise en charge du spécimen, et le cas d'effet de flexion différé, qui consiste en une divergence des déplacements des extensomètres à un certain point relativement avancé de l'essai.

Le premier cas correspond souvent au comportement associé au second type de rupture décrit plus tôt, c'est-à-dire qu'une seconde fissure de retrait ou qu'une faiblesse relativement importante est présente sur le spécimen, qui engendre une non-uniformité de la rigidité de la section dès la mise en charge, ou qu'une excentricité du montage soit présente lors du chargement, qui engendre un effort de flexion dès le début, d'où la divergence immédiate du déplacement des extensomètres.

Dans le deuxième cas, la divergence des déplacements peut généralement débiter à partir d'environ 50% de la charge de rupture. Ce comportement est causé par la microfissuration du béton en traction, qui entraîne certaines faiblesses dans la section. Ces faiblesses engendrent une modification locale de la rigidité de la section, et donc une non-uniformité de celle-ci, qui cause l'effet de flexion.

Théoriquement, la phase de déformation linéaire du béton en traction se poursuit jusqu'à 90% de la charge de rupture, et la phase de déformation non-linéaire durant laquelle se produit la microfissuration correspond seulement aux derniers 10% avant l'atteinte de la charge de rupture (Massicotte, 2011). Cependant, en réalité, étant donné que le béton contenu dans le spécimen ne peut être tout à fait homogène, la microfissuration locale peut se produire avant le seuil théorique de non-linéarité de 90% de la charge de rupture, créant ainsi une modification de la rigidité locale telle que décrite précédemment. Ainsi, à ce moment, les contraintes de traction à la section du spécimen peuvent se modifier pour devenir non-uniforme, résultat de l'effet de flexion engendré.

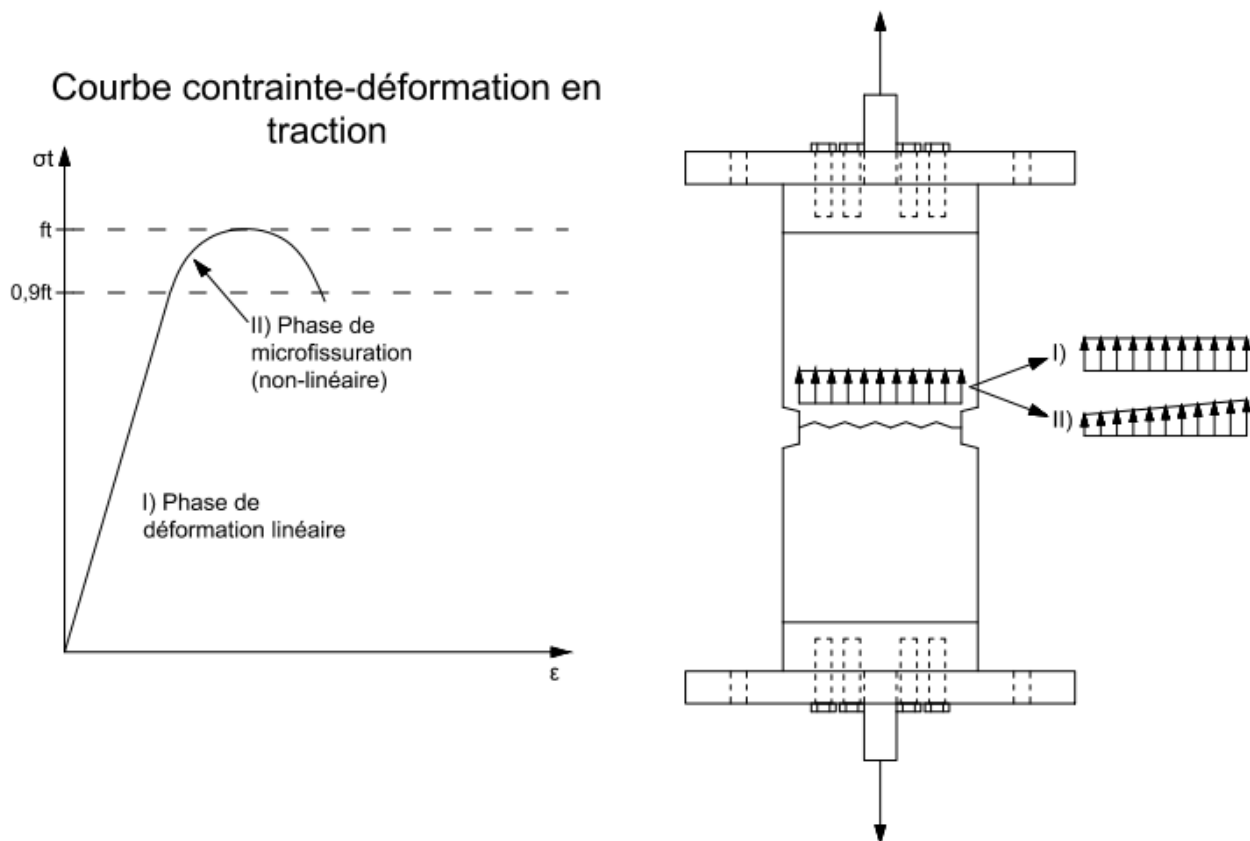


Figure 67 : Comportement en traction du béton et du spécimen d'essai

3.3.2.2 Caractérisation du comportement mécanique de l'époxy (rigidité)

Seulement quelques graphiques, soient les cas dont le comportement des extensomètres est le plus uniforme, sont analysés ici plus en détails afin de comparer le comportement des déformations des spécimens testés pour les différents paramètres inclus dans le programme expérimental. Ces analyses comparent ainsi le comportement attribuable aux différents produits utilisés ainsi qu'aux différentes ouvertures et état de contrainte de fissure lors de l'injection.

C'est la courbe moyenne des 3 extensomètres qui est utilisée afin d'étudier le comportement en déformation et de déterminer un module d'élasticité. De plus, afin de considérer seulement la phase linéaire et élastique de la courbe de force-déplacement, une tendance linéaire est appliquée sur celle-ci pour la portion s'élevant jusqu'à environ 70% de la charge de rupture du spécimen.

Ainsi, 6 courbes moyennes sont étudiées et comparées pour les spécimens de la phase 1, donc pour comparer les 3 produits d'époxy utilisés pour l'injection ainsi que les 2 conditions d'humidité lors de l'injection. Pour la phase 2, 4 courbes sont considérées afin de comparer les différentes ouvertures de fissure et l'état de contrainte de compression de la fissure au moment de l'injection. De plus, 3 courbes considérant la même combinaison de paramètres sont aussi observées afin de constater la variabilité de la rigidité pour un même cas.

Notons cependant que l'objectif de ces analyses est davantage de fournir un ordre de grandeur ou une valeur approximative de la rigidité de la fissure réparée par époxy, et pas nécessairement une valeur bien précise.

L'approche afin de déterminer la rigidité de la fissure réparée par époxy consiste à considérer le système simplifié de 3 ressorts en série tel que représenté à la Figure 68.

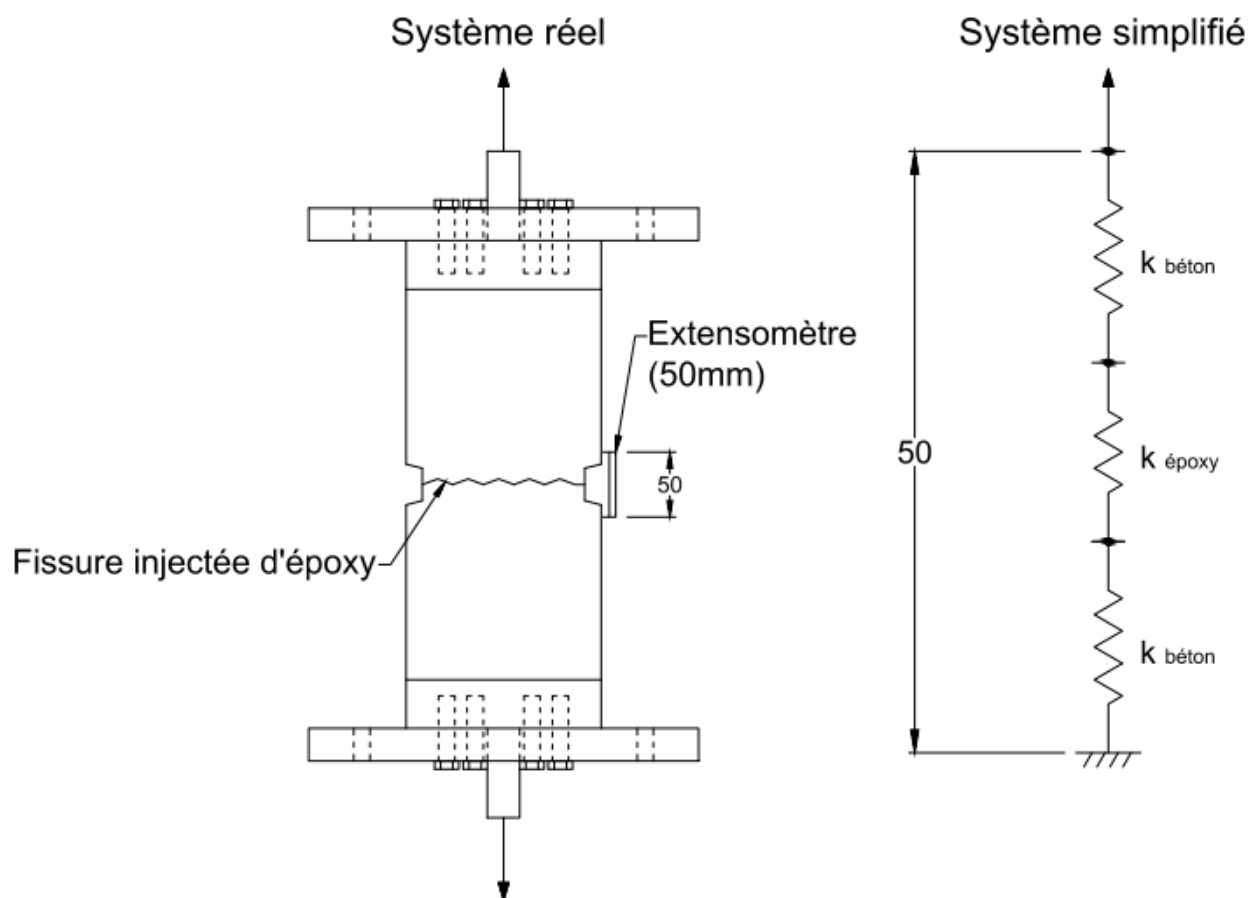


Figure 68 : Système simplifié de calcul d'élasticité

La relation entre les ressorts en série est représentée comme suit :

$$\frac{1}{k_{equivalent}} = \frac{1}{k_{Béton}} + \frac{1}{k_{Epoxy}} + \frac{1}{k_{Béton}}$$

La rigidité des éléments de béton dans le système simplifié est obtenue par $k_{Béton} = \frac{E_{Béton} \times A}{L_{Béton}}$. Le module d'élasticité du béton $E_{béton}$ utilisé dans le calcul est celui obtenu lors des essais de caractérisation, tel que présenté au Tableau 9.

La longueur totale du système simplifié correspond à la longueur des extensomètres utilisés, soit 50 mm. De plus, l'aire de la section considérée dans le système simplifié correspond à celle d'un diamètre de 5'', soit celui au droit de l'encoche. Autrement dit, on considère que la contrainte de traction dans le béton près de l'encoche et de la fissure réparée se répartit dans une section correspondant à celle où il y a l'encoche, soit une section de 127 mm (5'') de diamètre.

La valeur de $k_{equivalent}$ correspond à la pente de la courbe force-déplacement moyenne des extensomètres de l'essai considéré, telle que définie par la courbe de tendance appliquée à la courbe en question, jusqu'à environ 50 à 70% de la charge de rupture, afin de considérer seulement la portion linéaire de la courbe de déplacement moyen des extensomètres.

L'utilisation de cette valeur de $k_{equivalent}$ combinée à la valeur calculée de $k_{Béton}$ mène à la déduction de k_{Epoxy} par la relation entre les ressorts en série.

Le tableau qui suit présente pour chaque cas analysé les valeurs de $k_{equivalent}$ (pente de la courbe force-déplacement moyen des extensomètres) et de k_{Epoxy} . Les valeurs inscrites dans la dernière colonne des tableaux correspondent à la rigidité surfacique de la fissure réparée par époxy.

Tableau 13 : Rigidité des spécimens et des fissures réparées – Phase 1

<i>Phase 1</i>	<i>k_{équivalent} (Pente courbe force- déplacement) (kN/mm)</i>	<i>k_{béton} (kN/mm)</i>	<i>k_{epoxy} (kN/mm)</i>	<i>k_{béton} (kN/mm/mm²)</i>	<i>k_{epoxy} (kN/mm/mm²)</i>
AS-2mm	3353	8150	5697	0,643	0,450
AH-2mm	2320	8150	3243	0,643	0,256
BS-2mm	2935	8150	4587	0,643	0,362
BH-2mm	2649	8150	3925	0,643	0,310
CS-2mm	2651	8150	3929	0,643	0,310
CH-2mm	3380	8150	5775	0,643	0,456

Tableau 14 : Rigidité des spécimens et des fissures réparées – Phase 2

<i>Phase 2</i>	<i>k_{équivalent} (Pente courbe force- déplacement) (kN/mm)</i>	<i>k_{béton} (kN/mm)</i>	<i>k_{epoxy} (kN/mm)</i>	<i>k_{béton} (kN/mm/mm²)</i>	<i>k_{epoxy} (kN/mm/mm²)</i>
BH-2mm	3135	8466	4978	0,667	0,393
BH-1mm	3407	8294	5782	0,655	0,456
BH-0mm	3035	8128	4844	0,642	0,382
BH-σ _c	3413	8128	5884	0,642	0,464

Notons que la rigidité du béton correspond à une longueur de 48 à 50 mm de béton, soit la différence entre l'ouverture de l'extensomètre (50 mm) et l'ouverture de la fissure injectée (0 à 2 mm).

Observons cependant la variabilité de résultats de rigidité pouvant être obtenus pour une même combinaison de paramètres d'injection, de façon à pouvoir statuer sur la précision des rigidités obtenues pour chacune des différentes combinaisons. Ainsi, le

Tableau 15 fournit la rigidité pour les 3 essais d'une même combinaison de paramètres, soit les essais de Phase 2-BH-2mm.

Tableau 15 : Rigidité des spécimens Phase 2-BH-2mm

<i>Phase 2</i>	<i>k_{équivalent} (Pente courbe force- déplacement) (kN/mm)</i>	<i>k_{béton} (kN/mm)</i>	<i>k_{époxy} (kN/mm)</i>	<i>k_{béton} (kN/mm/mm²)</i>	<i>k_{époxy} (kN/mm/mm²)</i>
BH-2mm no1	2683	8466	3928	0,668	0,310
BH-2mm no2	3135	8466	4978	0,668	0,393
BH-2mm no3	3036	8466	4733	0,668	0,374

Comme le démontrent les tableaux de résultats, il n'est pas réellement possible d'en déduire une certaine corrélation entre la rigidité de la fissure réparée et les différents paramètres d'injection inclus dans le programme expérimental (produits, conditions d'humidité et ouverture/état de fissure).

Notons aussi que la déduction d'une valeur de coefficient d'élasticité attribuable à l'époxy lui-même n'est pas vraiment réalisable dans le cadre des résultats obtenus. En effet, comme les résultats le démontrent, la variation de l'ouverture de la fissure n'a pas vraiment d'influence sur le comportement en déformation de la réparation. Ainsi, une valeur de module d'élasticité de l'époxy dans la réparation ne peut être attribuée.

Il peut ainsi en être conclu que dans le cas d'une réparation de fissure fine, la rigidité de celle-ci peut correspondre à un ordre de grandeur tel qu'obtenu dans les tableaux de résultats présentés.

3.3.3 Conclusions et remarques sur les résultats obtenus

3.3.3.1 Pression et séquence d'injection

Une attention particulière doit être portée à la pression d'injection. Étant donné que le contrôle se fait sur le débit d'injection et non sur la pression, il est possible que de la fracturation hydraulique se produise à l'intérieur de la fissure injectée si la pression devient trop élevée ou augmente trop rapidement.

Par ailleurs, une augmentation de la pression d'injection dans une fissure peut entraîner l'ouverture de celle-ci. Dans le cas des joints de plots des barrages, l'injection de ceux-ci peut engendrer un certain déplacement des plots par ouverture des joints. Conséquemment, la séquence d'injection des joints doit être planifiée pour éviter des déplacements indésirables des plots les uns par rapport

aux autres ou des contraintes supplémentaires à l'intérieur de la structure qui pourraient être causées par le déplacement relatif des plots.

3.3.3.2 Résistance et rigidité

Les résultats obtenus au niveau de la résistance et des types de rupture démontrent d'abord qu'une réparation adéquate, donc pour laquelle l'injection a été effectuée avec succès, concorde avec les données prescrites par les fournisseurs. En effet, les fiches techniques des produits utilisés indiquent que l'adhérence du produit au béton est supérieure à la résistance à la traction du béton, ce qui a été obtenu dans la majorité des cas.

Cependant, la résistance et la qualité de la réparation est en fait fortement attribuable au succès de l'opération d'injection. Une fuite d'époxy entraîne en effet une modification du type de rupture ainsi que de la résistance, laquelle peut être grandement diminuée en fonction du degré d'importance de la fuite. Par contre, même malgré une injection partiellement réussie, donc présentant une certaine fuite et une prise incomplète de l'époxy, la résistance acquise par la réparation est importante.

Dans le cas de l'injection de fissures dans un barrage, il est pratiquement impossible d'effectuer immédiatement après les travaux d'injection une estimation précise de la qualité de la réparation et des fuites relatives ayant eu lieu lors et suite à l'injection. Conséquemment, il est difficile d'attribuer une valeur de résistance et de rigidité à la fissure réparée.

Ainsi, des méthodes de contrôle de la qualité de la réparation, tel que par exemple le forage et carottage d'échantillons de béton fissuré et réparé, devraient être mises en œuvre suite à l'injection. De cette façon, une appréciation de la qualité de la réparation peut être faite, et une estimation des valeurs de résistance et de rigidité pourra éventuellement être établie.

CHAPITRE 4 MODÉLISATION ET ANALYSES PAR ÉLÉMENTS FINIS

Des modèles par éléments finis de cylindres de béton en traction directe ont été élaborés dans le logiciel ABAQUS. L'élaboration de tels modèles numériques visent différents objectifs, à savoir :

- La vérification de la validité du montage utilisé en laboratoire par l'évaluation des conditions frontières aux extrémités du spécimen, correspondant à l'utilisation des doubles plaques boulonnées et collées.
- L'étude de la distribution des contraintes de traction dans le spécimen, ainsi que l'évaluation de la concentration de contraintes de traction induites par la présence de l'encoche.
- Le développement d'un modèle numérique d'essai représentatif des spécimens fissurés et réparés par injection d'époxy tels que testés en laboratoire.

4.1 Évaluation du montage expérimental en traction directe

Cette section présente l'étude de deux modèles, soit celui d'un spécimen cylindrique sans encoche avec doubles plaques boulonnées et collées, ainsi qu'un spécimen avec encoche avec le même montage de plaques tel qu'utilisé au laboratoire.

4.1.1 Modèle de cylindre sans encoche

Le modèle sans encoche élaboré ici vise à vérifier la validité de l'utilisation des doubles plaques dans le montage expérimental et telle que confirmée par la littérature. Ainsi, l'impact des plaques d'acier collées aux conditions frontières du spécimen de béton est étudiée ici, et l'uniformité des contraintes de traction à la surface transversale de la section au centre du spécimen aussi. Une simple analyse de la distribution des contraintes de traction dans le spécimen est donc effectuée ici.

La Figure 69 et la Figure 70 illustrent respectivement le modèle élaboré avec son maillage et la distribution des contraintes de traction dans le spécimen pour une analyse dans le domaine élastique.

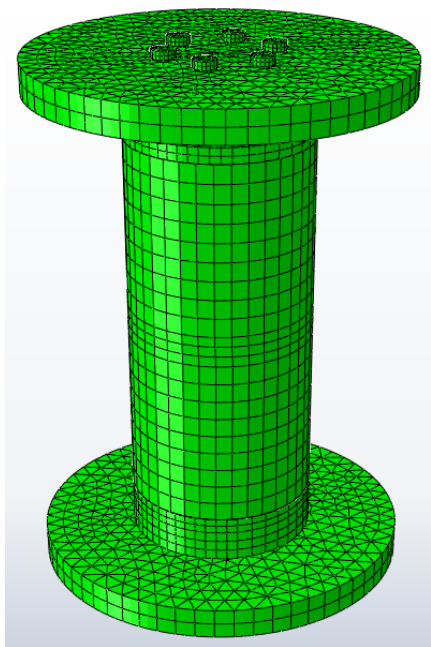


Figure 69 : Modèle et maillage de spécimen sans encoche

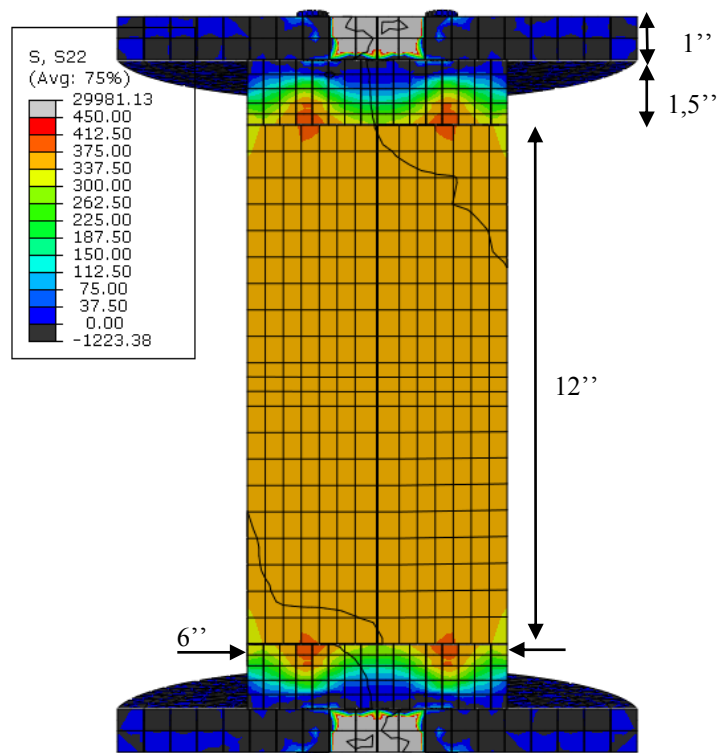


Figure 70 : Distribution des contraintes de traction du spécimen sans encoche (contraintes affichées en psi)

Le chargement s'effectue par déplacement contrôlé. Celui-ci est appliqué sur une surface circulaire de 1'' de diamètre au centre de la plaque d'acier du haut, simulant ainsi l'action de la tige d'acier de 1'' utilisée dans les essais en laboratoire. La connexion entre les plaques d'acier est assurée par les boulons, comme pour les essais en laboratoire. Pour simuler leur action, le déplacement relatif est empêché entre la paroi extérieure de la tige des boulons et la paroi intérieure des trous dans les plaques. Afin de simuler la connexion entre les plaques d'acier et le cylindre de béton, laquelle est assurée par la colle en laboratoire, le déplacement relatif est empêché entre la surface de la plaque en contact avec le spécimen de béton et l'extrémité de ce dernier.

Les propriétés mécaniques élastiques du béton utilisé en laboratoire sont considérées dans le modèle.

La Figure 70 illustre qu'une légère concentration de contraintes a lieu à l'extrémité du spécimen, aux éléments adjacents aux plaques d'acier collée, causée par l'action des boulons. Cette

concentration est rapidement dissipée sur l'éloignement de l'extrémité du spécimen, laissant place à une distribution très uniforme des contraintes normales sur la surface de la section transversale du spécimen. Il peut en être conclu que l'utilisation d'un tel montage (doubles plaques collées et boulonnées) est pertinente pour la réalisation d'essai en traction directe sur spécimen cylindrique.

Cependant, la position de la rupture peut tout de même être un indicateur de l'effet des plaques collées. Autrement dit, si la rupture se produit près de la plaque, donc à l'extrémité du spécimen cylindrique, cette légère non-uniformité pourrait être en cause.

Notons que selon la géométrie du spécimen de béton utilisé ainsi que le principe de Saint-Venant sur l'effet d'une force concentrée sur la distribution des contraintes normales (Craig, 2000), la contrainte à la section transversale au centre du spécimen devrait être uniforme, et ce sans prendre compte de la présence des plaques d'acier. Il est donc normal qu'en considérant celles-ci, les contraintes de traction soient ainsi distribuées dans l'analyse numérique.

4.1.2 Modèle de cylindre avec encoche

Le modèle de cylindre avec encoche élaboré ici vise à évaluer la distribution des contraintes de traction dans le spécimen et la concentration de contraintes induites par la présence de l'encoche. Le modèle et son maillage sont illustrés à la Figure 71. Les mêmes principes de chargement (déplacement contrôlé) et de connexions que ceux décrits pour le modèle de spécimen sans encoche (Section 4.1.1) sont utilisés.

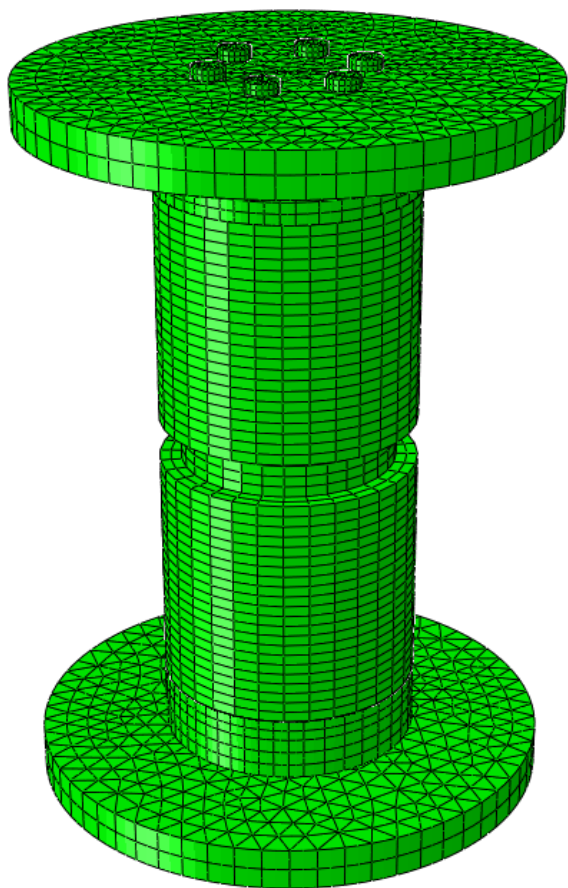


Figure 71 : Modèle et maillage de spécimen avec encoche

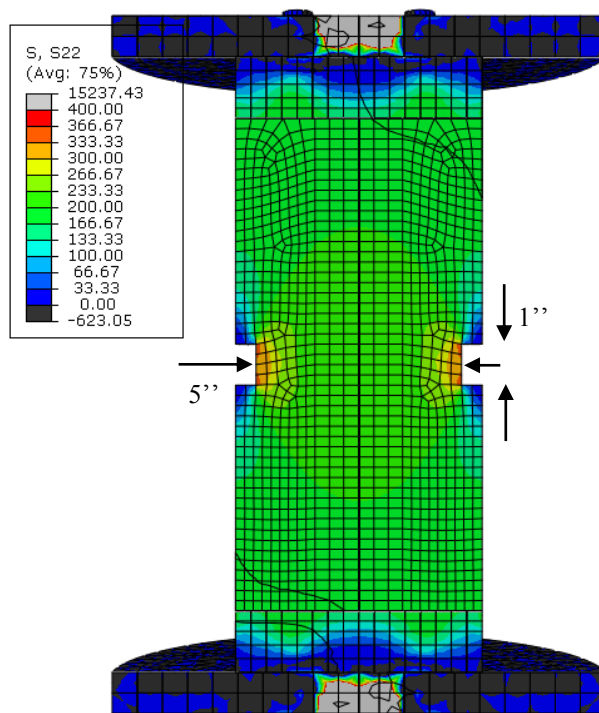


Figure 72 : Distribution des contraintes de traction du modèle avec encoche (contraintes affichées en psi)

Comme l'illustre la Figure 72, la distribution des contraintes de traction à la surface de la section transversale délimitée par l'encoche est caractérisée par une concentration relativement importante dans les éléments près de l'encoche.

La Figure 73 présente la courbe force-déplacement de l'essai numérique, laquelle correspond à la phase élastique de l'essai. La Figure 74 présente la distribution des contraintes de traction dans les éléments à la section transversale délimitée par l'encoche, pour trois incréments consécutifs de l'essai numérique. Ces trois incréments sont d'ailleurs indiqués sur la courbe force-déplacement de la Figure 73.

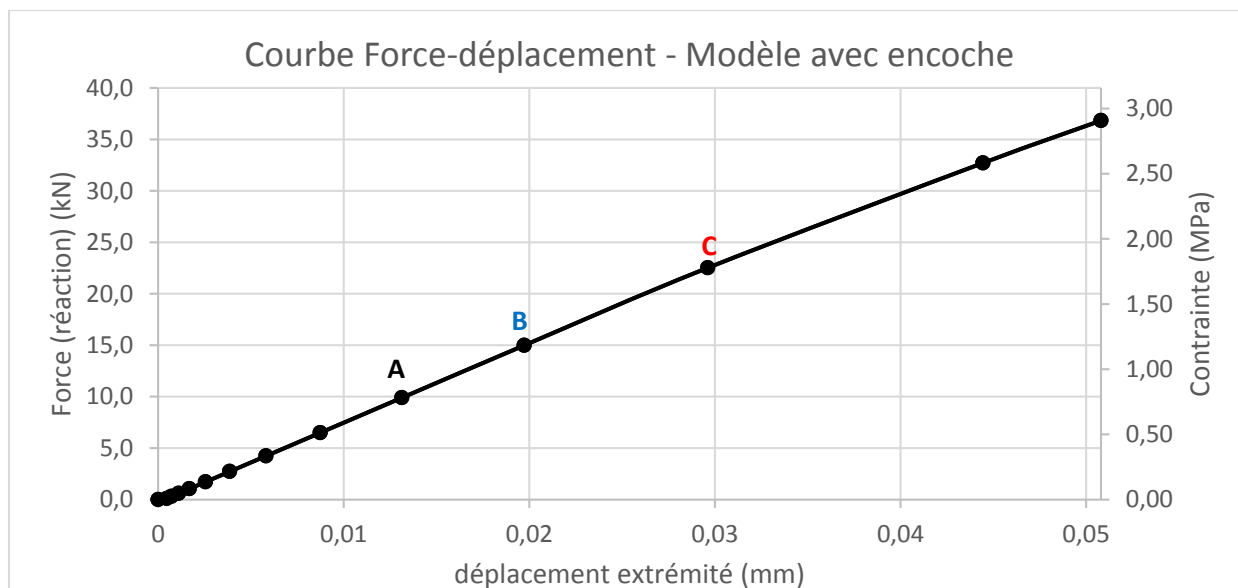


Figure 73 : Courbe force-déplacement du modèle de spécimen avec encoche avec identification des points correspondants aux incréments de déplacements **A**, **B** et **C** utilisés à la Figure 74

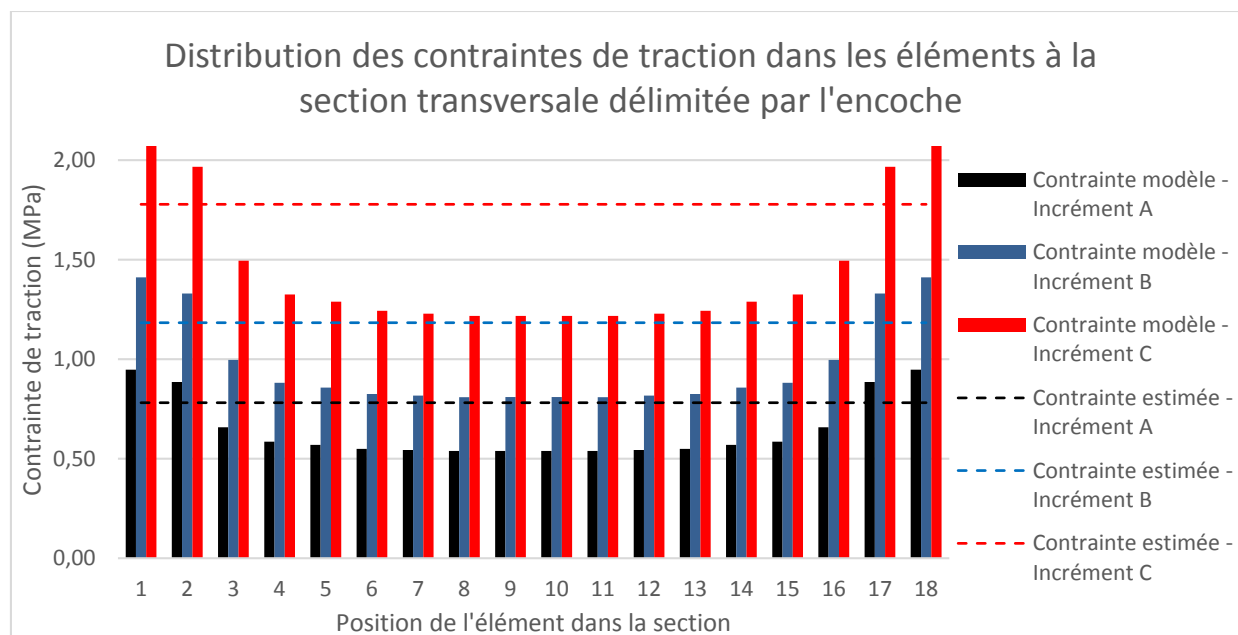


Figure 74 : Distribution des contraintes de traction aux éléments à la surface de la section transversale du spécimen délimitée par l'encoche pour les incréments de déplacements **A**, **B** et **C**

tels qu'indiqués à la Figure 73 (les nombre 1 à 18 représente 18 points de calcul répartis selon le diamètre du spécimen).

Les contraintes estimées présentées par une ligne tiretée dans la Figure 74 correspondent à la contrainte obtenue par le rapport entre la force appliquée à l'incrément considéré et la surface de la section transversale minimale, donc délimitée par l'encoche. Il s'agit en fait de la contrainte considérée dans l'analyse des résultats expérimentaux, donc servant à déterminer la résistance à la traction des spécimens testés en traction directe.

Ainsi, considérant une telle concentration des contraintes, la contrainte réelle à la rupture des spécimens en laboratoire a donc pu être légèrement plus élevée que celle présentée au Chapitre 3. Autrement dit, considérant que la contrainte estimée dans la Figure 74 est obtenue de la même façon qu'au Chapitre 3 sur les essais en laboratoire, la réelle contrainte à la rupture a possiblement pu être plus élevée, soit plus près de celle obtenue par le modèle numérique.

Conséquemment, en plus des autres facteurs influençant à la baisse la résistance à la traction du spécimen par un tel essai (contraintes initiales auto-équilibrées, défauts initiaux de rectitude du montage et du spécimen, hétérogénéité du béton), la non-uniformité des contraintes telle que présentée ici peut aussi justifier une résistance diminuée.

Rappelons cependant que la comparaison directe de ce modèle avec les essais en laboratoire sur spécimens vierge n'est pas pertinente, étant donnée l'importante fissuration de retrait subite par les spécimens.

4.2 Modèle simplifié de cylindre fissuré et réparé par injection d'époxy – Comparaison aux résultats expérimentaux

Le modèle élaboré ici ne présente qu'une modélisation simplifiée de spécimen fissuré et réparé par injection d'époxy. L'objectif est en fait d'ouvrir la porte sur les méthodes possibles pour simuler le comportement d'une fissure réparée dans les modèles numériques de barrages.

La Figure 75 et la Figure 76 illustrent le modèle et son maillage. La fissure réparée est modélisée par une couche d'éléments d'une épaisseur de 2 mm avec un maillage suivant celui du spécimen

de béton, à laquelle est attribué un module d'élasticité simulant la rigidité de la fissure réparée, telle que calculé à partir d'un système simplifié à la section 3.3.2.2.

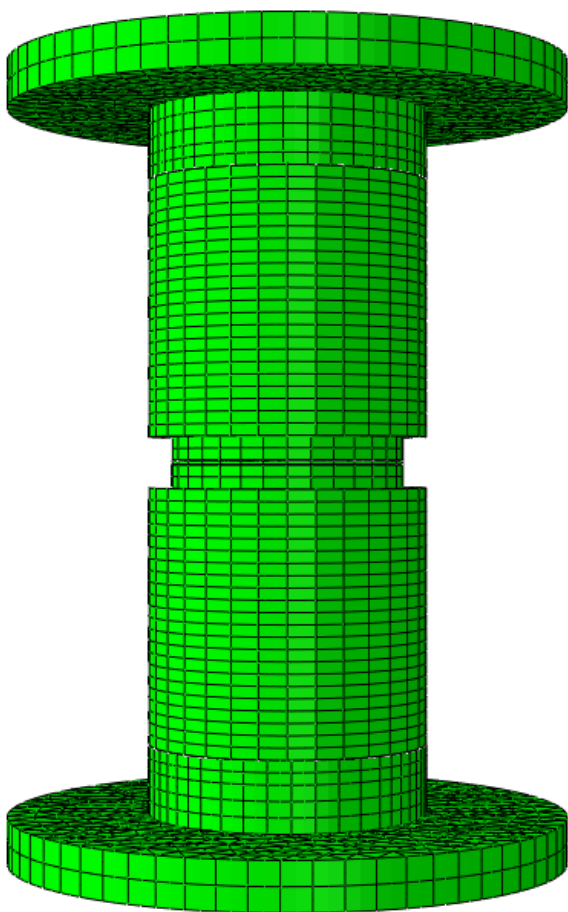


Figure 75 : Modèle et maillage de spécimen avec fissure simulée

Les mêmes autres paramètres et principes de chargement que ceux utilisés pour les modèles précédents des sections 4.1.1 et 4.1.2 ont été appliqués pour ce modèle.

Il importe tout d'abord de faire une analyse en attribuant à la couche d'éléments destinée à simuler le comportement de la fissure réparée les propriétés mécaniques du matériau de béton utilisées dans le reste du modèle. De cette façon, on peut s'attendre d'un tel modèle à un comportement presque identique à celui du modèle de cylindre avec encoche développé à la section 4.1.2. La Figure 77 présente les courbes comparatives de force-déplacement des deux modèles. On s'assure aussi de

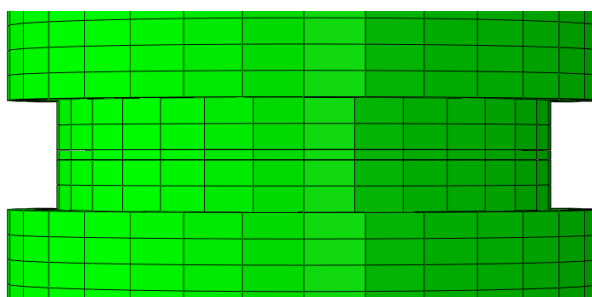


Figure 76 : Couche d'éléments de 2mm au centre de l'encoche simulant le comportement de la fissure réparée

cette façon que l'intégration de la couche d'éléments ne vient pas modifier réellement le comportement du spécimen numérique.

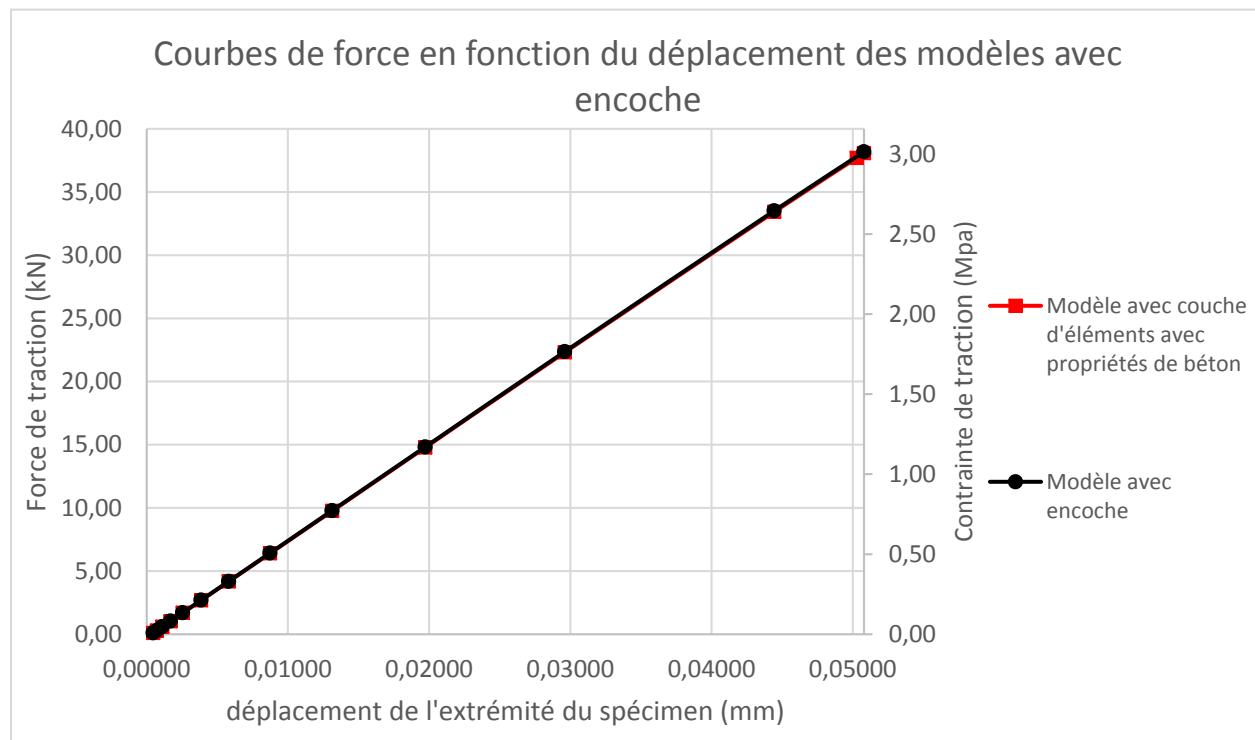


Figure 77 : Courbes comparatives de la force en fonction du déplacement (1) du modèle avec encoche étudié à la section 4.1.2 et (2) du modèle avec couche d'éléments auxquels sont assignées les propriétés du béton.

Tel que prévu, les deux courbes sont presque identiques. La très légère différence provient de l'intégration de la couche d'éléments de 2 mm, qui a pu modifier le comportement à la section délimitée par l'encoche et qui rend très légèrement plus flexible le modèle intégrant la couche d'éléments de 2 mm. Pour les fins de comparaison avec les modèles élaborés subséquentement intégrant la couche d'éléments de 2 mm correspondant à la fissure réparée par époxy, le modèle avec couche d'éléments auxquels sont assignées les propriétés du béton devient le modèle numérique vierge de référence.

Afin de faire la comparaison avec les essais expérimentaux, il est nécessaire de choisir un essai en laboratoire de référence sur lequel se baser, ainsi qu'à partir duquel le module d'élasticité à imposer

à la couche d'éléments du modèle est déterminé. L'essai choisi est celui présenté à la Figure 78, qui présente une bonne linéarité et uniformité des déplacements des extensomètres. Il s'agit d'un essai dans la seconde phase du programme expérimental, avec injection du produit d'époxy B en condition humide et pour une fissure de 2 mm de diamètre.

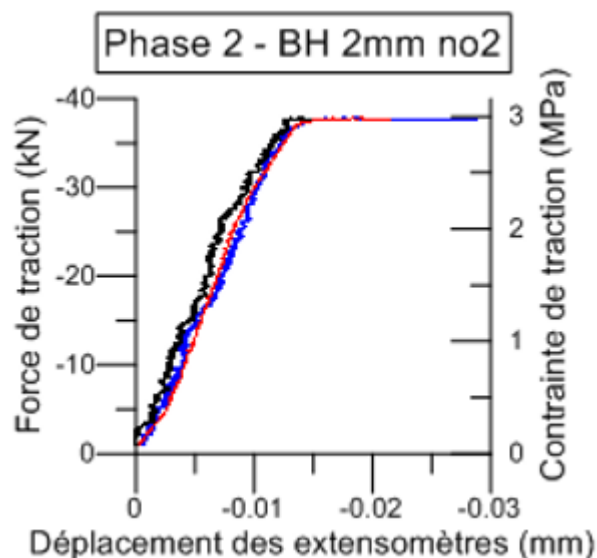


Figure 78 : Essai de référence en laboratoire pour la calibration du modèle (tiré de la Figure 65)

Afin de faire la calibration du modèle avec l'essai expérimental considéré ici, il est requis d'utiliser l'hypothèse du système simplifiée pour la détermination de la rigidité en traction de la fissure réparée illustré à la Figure 68, pour laquelle une rigidité de $0,393 \text{ kN/mm/mm}^2$ a été obtenue (indiqué au Tableau 14). Considérant l'épaisseur de la couche d'éléments utilisée dans le modèle (2 mm), un module d'élasticité attribuable à cette couche peut donc être déduit de la rigidité calculée et de l'épaisseur donnée. Un module de $E=786 \text{ MPa}$ a ainsi été assigné dans le modèle.

Les essais du modèle ainsi conçu démontrent d'abord un comportement très similaire par rapport à la distribution des contraintes que le modèle avec encoche traité à la section 4.1.2. La Figure 79 et la Figure 80 illustrent la distribution des contraintes de traction dans le modèle et près de la couche d'éléments simulant le comportement de la fissure réparée par injection d'époxy.

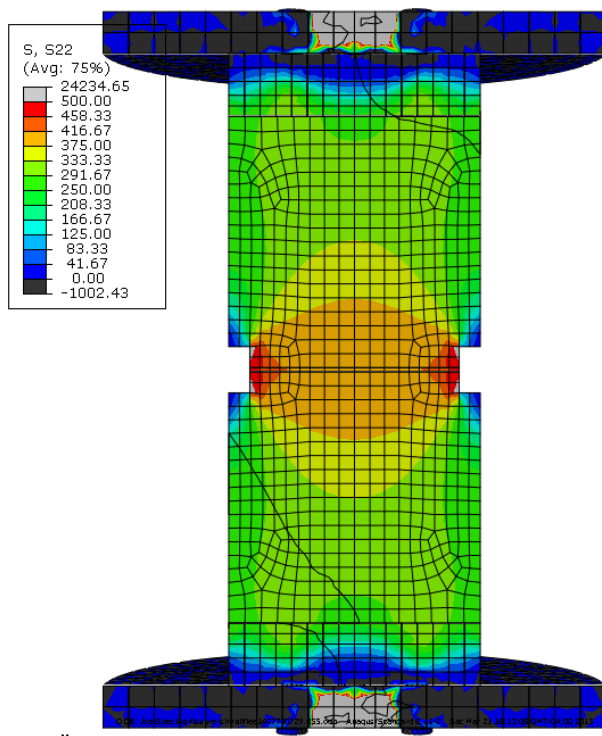


Figure 79 : Distribution des contraintes de traction du modèle avec la couche d'éléments simulant le comportement de la fissure réparée (contraintes affichées en psi)

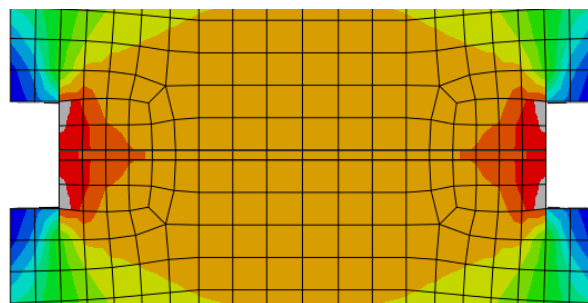


Figure 80 : Distribution des contraintes de traction du modèle près de la couche d'éléments simulant le comportement de la fissure réparée

Une telle distribution peut s'interpréter de façon à ce que les spécimens réparés se comportent très similairement au comportement décrit dans la section 4.1.2, à savoir la non-uniformité des contraintes de traction.

Une évaluation comparative du comportement du modèle simplifié de spécimen réparé est requise. Ainsi, la comparaison du modèle fissuré et réparé avec un module de $E=786\text{MPa}$ sur la couche d'éléments de 2 mm est comparée avec le modèle numérique vierge de référence (avec la couche d'éléments auxquels sont assignées les propriétés du béton) et sur l'essai de référence en laboratoire tel que présenté à la Figure 78. Cette comparaison est effectuée à la Figure 81, qui présente les courbes de force en fonction du déplacement des extensomètres, ou du déplacement relatif des points correspondant aux extensomètres dans les modèles numériques.

Par ailleurs, il est pertinent aussi d'évaluer un modèle pour lequel à la couche d'éléments de 2 mm simulant le comportement de la fissure réparée est attribué le module d'élasticité prescrit par les spécifications des fournisseurs des produits d'époxy. Ainsi, en se fiant au Tableau 10, un modèle avec un module d'élasticité de 1,8 GPa attribué à la couche d'éléments de 2 mm a été réalisé et est inclus dans le graphique de courbes comparative (Figure 81).

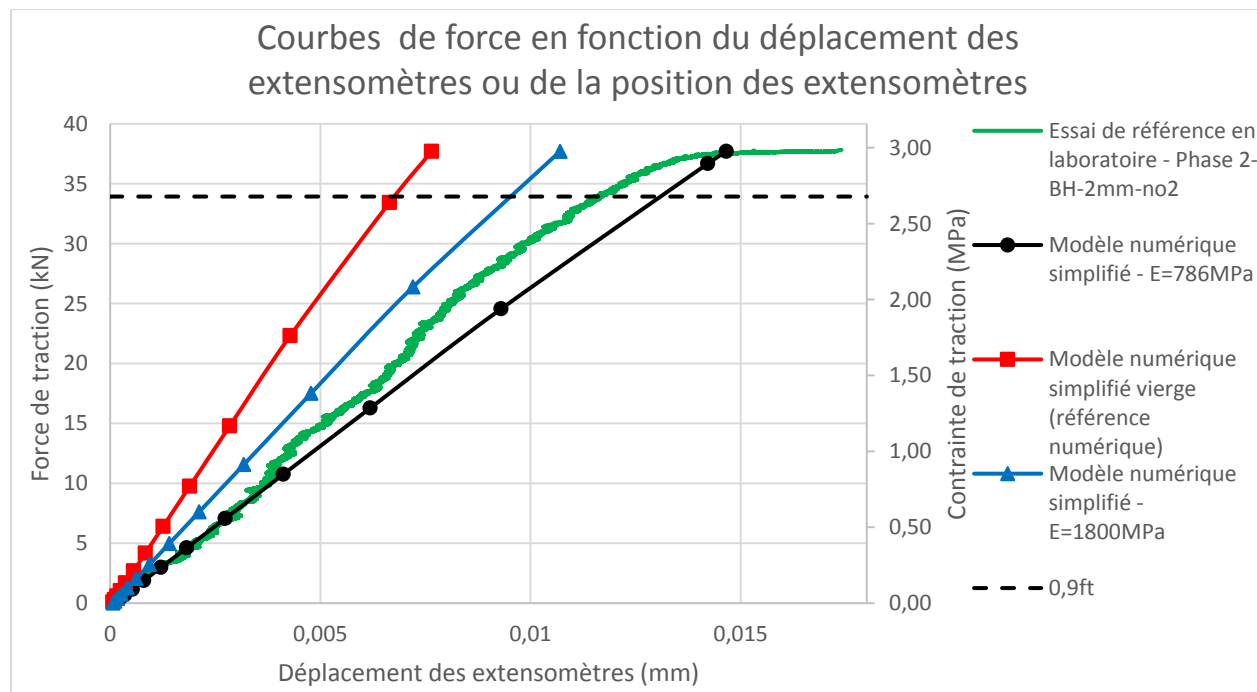


Figure 81 : Courbes comparatives de la force en fonction du déplacement des extensomètres pour (1) l'essai de référence en laboratoire, (2) le modèle numérique avec fissure simplifié avec $E=786\text{MPa}$, (3) le modèle numérique vierge de référence et (4) le modèle numérique avec fissure simplifié avec $E=1800\text{MPa}$.

La ligne tiretée de la Figure 81 représente 90% de la force de rupture du spécimen, et correspond à la proportion théorique au-delà de laquelle la déformation du béton en traction n'est plus linéaire.

L'ordre de la rigidité des trois modèles numériques telle qu'illustrée par les trois courbes respectives est telle que prévue, étant donné le module d'élasticité attribué à la couche d'éléments dans chaque cas.

La rigidité du modèle qui inclut le module élastique calculé à partir des données expérimentales ($E=786\text{MPa}$) représente relativement bien le comportement de la courbe expérimentale de

référence. La pente des deux courbes est en effet relativement comparable. Conséquemment, la méthode utilisée afin d'assigner les propriétés mécaniques simplifiées au modèle numérique, qui passe par le calcul d'une rigidité en traction de la fissure réparée par l'utilisation d'un système simplifié (section 3.3.2.2), peut être considérée comme valide.

Par contre, l'utilisation du module élastique tel que prescrit par le fournisseur dans le modèle simplifié permet d'obtenir une courbe relativement comparable aussi à la courbe expérimentale de référence.

Notons cependant que le comportement décrit par la Figure 81 considère seulement la longueur des extensomètres, et ne consiste donc pas en une analyse du comportement global du spécimen. Il peut ainsi être pertinent d'effectuer la comparaison sur le comportement global des modèles, et non seulement sur la portion correspondant à la longueur de l'extensomètre. Ainsi, la Figure 82 présente la comparaison entre les comportements des modèles numériques vierge, avec $E=786\text{MPa}$ et avec $E=1800\text{MPa}$.

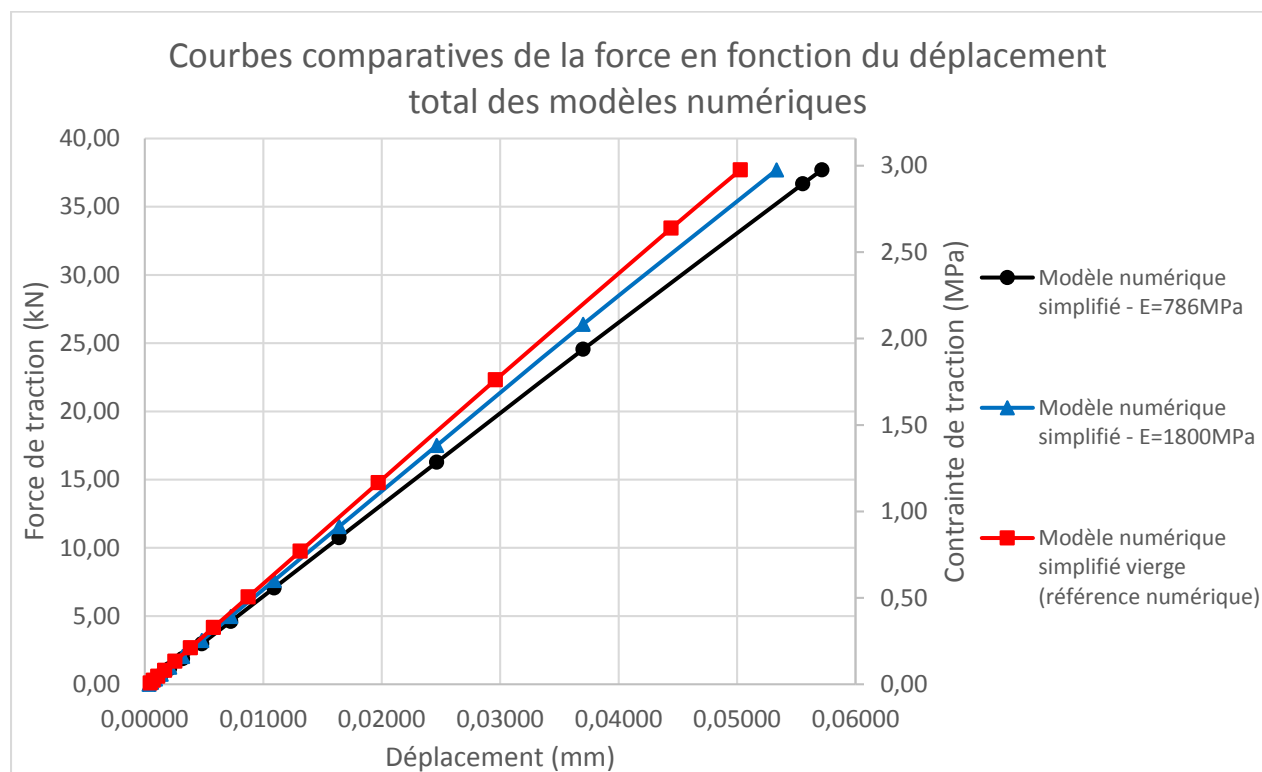


Figure 82 : Courbes comparatives de la force en fonction du déplacement total des modèles numériques

Notons que la comparaison des courbes de force en fonction du déplacement total du spécimen n'est pas pertinente dans le cas de l'essai de référence en laboratoire. Les données obtenues en laboratoire sur le déplacement total du spécimen ne sont pas comparables avec celui des modèles numériques, puisque dans le cas de l'essai en laboratoire, le déplacement total inclut des déformations parasites (pièces d'acier HSS du montage, rotule, tige filetée) du système complet. Ces déplacements ne sont donc pas du même ordre de grandeur que les ceux des modèles numériques. Il peut cependant être supposé que la courbe expérimentale de référence se situerait environ entre les deux courbes intégrant les deux différents modules d'élasticité étudiés de 786 et 1800 MPa, considérant le graphique de la Figure 81.

La différence entre la rigidité des trois courbes est moins marquée sur le comportement global des modèles que sur le comportement localisé à l'encoche. La modification du module d'élasticité de la couche d'éléments de 2 mm, donc de la rigidité de la fissure réparée, n'influence que le comportement localisé à l'endroit de la fissure.

Ainsi, la différence de rigidité et de déplacement global entre les modèles intégrant les deux modules d'élasticité à la couche d'éléments de 2 mm est de 6,7%. Conséquemment, si on considère que la courbe expérimentale se situe à mi-chemin entre les courbes des deux modèles numériques simplifiés, il peut en être déduit que l'erreur par rapport au comportement élastique expérimental global du spécimen induit par l'utilisation de l'un ou l'autre des deux modules d'élasticité dans le modèle numérique n'est que de 3,35%.

Ainsi, considérant cette erreur relativement faible, il peut en être déduit que la méthode de modélisation par l'utilisation de l'un ou l'autre des modules d'élasticité considérés fournit une approximation relativement valide et précise du comportement global élastique du spécimen expérimental de référence.

Les analyses effectuées ici considèrent seulement la phase élastique des essais en laboratoire et du comportement mécanique de la fissure réparée par injection d'époxy. D'abord, les essais expérimentaux ont démontré que la rupture du spécimen réparé se produit dans la grande majorité des cas dans le béton sain, et non au niveau de la réparation par injection. Conséquemment, le comportement non-linéaire de la fissure réparée par injection n'est pas défini expérimentalement.

La calibration des modèles numérique avec les résultats expérimentaux sur la phase non-linéaire de l'essai n'aurait ainsi pas défini le comportement non-linéaire de la fissure réparée, mais plutôt celui du béton en traction. Cet aspect n'est pas pertinent pour ce projet, qui vise à caractériser le comportement de la fissure réparée.

Il faut noter que la méthode de modélisation utilisée ici, soit l'ajout d'une couche d'éléments de 2 mm, relativement très mince par rapport au maillage adjacent à cette couche, n'est valide que pour le cas où les contraintes sont normales à cette couche. En effet, une telle méthode de modélisation n'est pas valide pour un cas où des contraintes de cisaillement ou de flexion sont relativement importantes.

Pour les modèles d'évaluation de la sécurité d'un barrage avec fissures réparées par injection d'époxy, si une telle méthode de modélisation est utilisée, une méthode semblable d'attribution des propriétés mécaniques pourrait être utilisée. Si des méthodes d'évaluation de la qualité de la réparation sont utilisées sur les fissures injectées d'époxy, tel que le forage et carottage d'échantillons de béton fissuré et injecté d'époxy, une caractérisation de la rigidité de la fissure peut être effectuée par une méthode similaire au système simplifié utilisé à la section 3.3.2.2. Considérant que cette méthode d'attribution du module d'élasticité s'est avérée valide dans le cadre de ce projet, la même méthode d'attribution de propriétés élastiques peut être appliquée pour une fissure de barrage réparée par injection si celle-ci a bien été sondée par un contrôle de la qualité de l'injection.

4.3 Autres méthodes possibles de modélisation de fissure réparée par injection d'époxy

Des méthodes alternatives destinées à modéliser une fissure dans le béton réparée par injection d'époxy peuvent aussi éventuellement être évaluées et utilisées.

Afin de modéliser un comportement dans la direction normale de la fissure injectée, de la même façon qu'il l'a été fait à la section 4.2, il est aussi réalisable d'imposer le lien entre les deux surfaces de la fissure par des ressorts. Il suffit d'appliquer à ceux-ci la rigidité adéquate dérivée des résultats expérimentaux ou des spécifications suivies. De tels éléments n'ont pas de rigidité en cisaillement

et en flexion. De telles contraintes ne doivent donc pas être considérées pour l'utilisation de cette méthode.

L'utilisation d'éléments de type cohésifs permettrait probablement de modéliser le comportement le plus représentatif d'une fissure réparée par injection d'époxy. De tels éléments agissent comme un matériau collant pour les deux interfaces liées par ceux-ci. À ceux-ci peuvent être attribué des propriétés mécaniques en direction normale et tangentielle, et ces propriétés peuvent être couplées ou découplées, c'est-à-dire que les comportements en directions normales et tangentielles peuvent être respectivement dépendants ou indépendants.

L'utilisation de propriétés d'interface cohésive peut aussi être envisagée. Le principe est le même que pour les éléments cohésifs, sauf qu'il n'y a pas de distance entre les deux surfaces liées. Cette méthode peut donc être utilisée pour éviter d'attribuer une épaisseur à la fissure dans le modèle numérique.

CHAPITRE 5 PERSPECTIVES DE TRAVAUX DE RECHERCHE FUTURS

Les essais réalisés dans le cadre de ce projet peuvent mener à plusieurs travaux futurs de recherche et développement quant aux travaux d'injection d'époxy. D'abord, des essais avec des conditions plus représentatives des conditions réelles de matériau et des conditions environnementales peuvent être réalisés et comparés avec les essais réalisés dans le cadre de ce projet. De plus, les résultats des présents essais peuvent éventuellement servir pour des modèles numériques visant à simuler la résistance mécanique des fissures réparées par injection à l'époxy.

5.1 Développement d'essais mécaniques

Les essais réalisés dans ce projet peuvent mener à des essais davantage adaptés aux conditions in-situ. D'abord, des essais semblables à ceux réalisés ici pourraient être élaborés en utilisant des spécimens construits avec un béton de masse composé de granulats de 100mm ou même de 150mm avec de plus grande dimensions (cylindres de 400mm à 600mm). Les essais correspondants pourraient donc être effectués sur un béton représentant réellement celui utilisé dans les barrages, soit avec des granulats de dimensions représentatives ainsi que des caractéristiques minéralogiques réelles (gneiss pour le BDJ).

Par ailleurs, des essais pourraient aussi être élaborés de façon à représenter davantage les réelles sollicitations et les efforts internes in-situ de la structure étudiée. Il est possible pour ce d'induire au spécimen des contraintes qui correspondent à celles obtenues des analyses numériques de la structure à l'étude.

5.1.1 Spécimens de béton de masse

Il pourrait être éventuellement pertinent de réaliser des essais sur des spécimens d'un matériau plus représentatif des structures concernées. Ainsi, des spécimens en béton de masse d'au moins 400 mm de diamètre, tel que spécifié par la norme USBR no 4914 (Dolen, 2011), avec des gros granulats de 100 mm de diamètre pourrait être fabriqués. Le même principe d'essai que celui réalisé lors de ce projet pourrait ainsi être effectué, c'est-à-dire avec des spécimens cylindriques sollicités en traction directe avec des doubles plaques d'acier boulonnées (Dolen, 2011).



Figure 83 : Spécimen cylindrique de 18'' de diamètre de béton de barrage (Dolen, 2011)

L'objectif de l'utilisation de tels spécimens serait de pouvoir observer comment les caractéristiques de ceux-ci influencent le comportement de la réparation par injection par rapport au spécimen de béton structural tel qu'utilisé dans le cadre de ce projet. Les résultats peuvent en effet varier des essais réalisés dans ce projet par l'utilisation de granulats de 100 mm, par effet d'échelle du spécimen, ainsi que par effet d'échelle sur la fissure. En effet, le fait d'avoir une surface plus grande de fissure engendre que celle-ci peut ne pas nécessairement avoir subi une injection aussi performante, dans le sens où il peut être plus difficile d'injecter adéquatement une plus grande surface de fissure.

Ce type d'essai pourrait servir de comparaison avec les essais réalisés dans le cadre du présent projet, permettant ainsi d'extrapoler les résultats obtenus avec de petits spécimens pour en faire une caractérisation plus appropriée pour un béton de barrage. Autrement dit, l'effet d'échelle pourrait être caractérisé en réalisant des essais en traction directe sur des spécimens de 400mm de diamètre en béton de masse.

5.1.2 Spécimens soumis à des sollicitations représentatives des conditions in-situ

Des essais pourraient aussi être éventuellement réalisés prenant en compte des conditions de chargement correspondant davantage aux conditions in-situ, c'est-à-dire en imposant aux spécimens à l'essai des sollicitations qui sont homologues aux contraintes dans la structure, lesquelles sont déterminées par les modèles numériques.

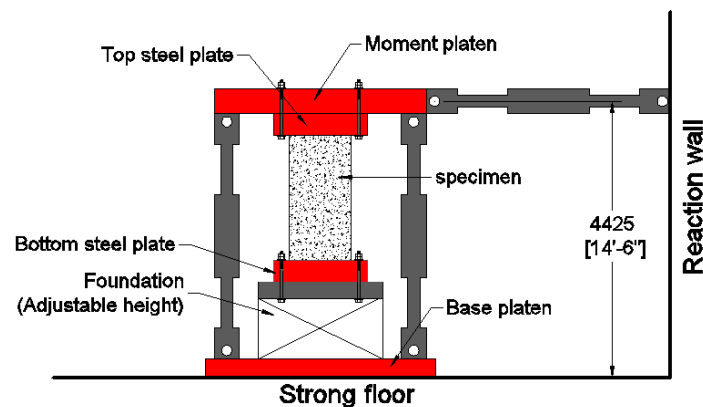


Figure 84 : Système de chargement multiaxial de Polytechnique

De tels essais pourraient être réalisés en utilisant le système de chargement multiaxial du laboratoire de structures de Polytechnique qui peut induire au spécimen des contraintes axiales, des contraintes de cisaillement et des contraintes de flexion déterminées par les modèles numériques de la structure à l'étude.

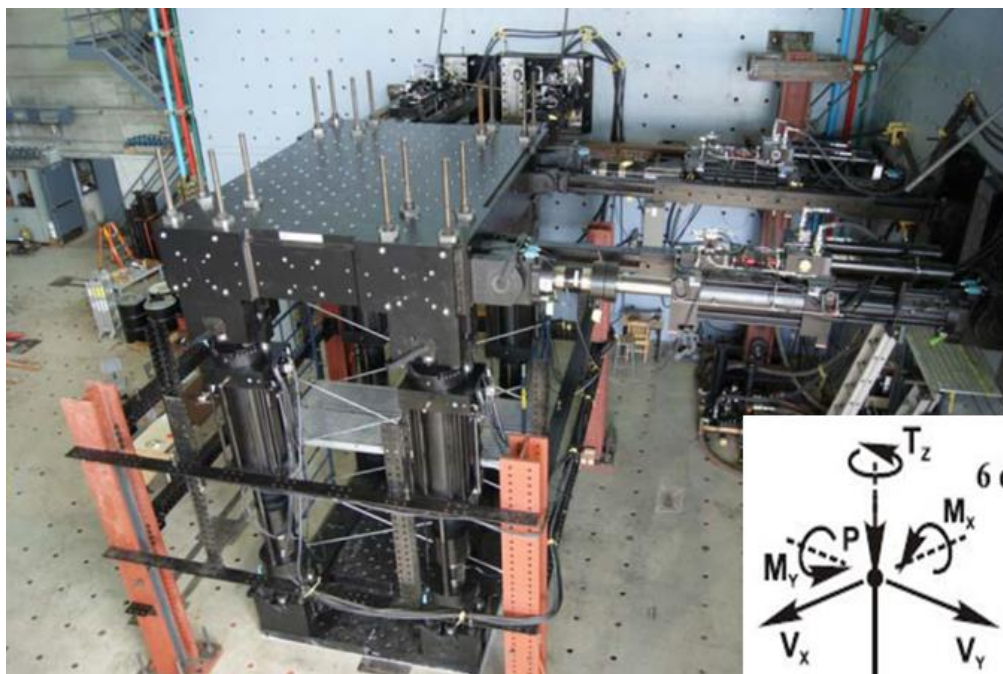


Figure 85 : Système de chargement multiaxial à 6DDL disponible à Polytechnique

Par ailleurs, il pourrait aussi être pertinent d'élaborer des essais qui tiennent compte des conditions de température lors de l'injection par la comparaison de la performance des réparations par injection pour différentes température d'injection et de mûrissement. De plus, d'autres types de produits d'injection tels que des produits thixotropiques, ayant déjà utilisés pour certains cas d'injection de fissures de barrage, pourraient être testés.

5.2 Études Numériques

Les résultats obtenus lors des essais peuvent être utilisés pour définir la résistance mécanique ainsi que le comportement de déformation (rigidité) des fissures réparées par injection d'époxy dans les modèles numériques de barrages et d'essais expérimentaux.

Les modèles actuels de barrages sont élaborés de façon à ce que les fissures réparées par injection d'époxy ou de coulis cimentaire ne présentent aucune résistance à la traction et aucune rigidité. Les résultats obtenus dans le cadre de ce projet démontrent en effet que la réparation résulte en un certain gain au niveau de la résistance mécanique de la fissure. Conséquemment, un gain au niveau de la capacité structurale des barrages modélisés pourrait ainsi être acquis.

Cependant, ces valeurs ne peuvent simplement être établies à partir des résultats obtenus ici expérimentalement en laboratoire. Les réelles caractéristiques mécaniques de la fissure de barrage réparée ne sont pas nécessairement les mêmes que celles obtenues en laboratoire. Ainsi, une méthode d'acquisition de données en site devrait être élaborée de façon à déterminer plus précisément la qualité de la réparation de la fissure réparée du barrage à l'étude. Cette méthode pourrait consister à réaliser des carottages du béton à l'endroit de la fissure et effectuer des essais sur les spécimens carottés, permettant de cibler ainsi un comportement mécanique représentatif. Des essais de nature non destructifs pourraient également être considérés (ex. tomographie sonique).

Un autre paramètre à considérer dans l'attribution de caractéristiques mécaniques des fissures de barrage réparées dans les modèles numériques de barrage est la durabilité de la réparation. En effet, il est possible que la qualité de la réparation par injection se détériore au courant des années, donc l'attribution des caractéristiques mécaniques des modèles doit être modifiée en conséquence. Pour ce, un certain contrôle de la qualité de la réparation doit être effectué régulièrement après l'injection.

Par ailleurs, d'autres modèles numériques calibrés avec des essais expérimentaux pourront être élaborés de façon à caractériser plus précisément le comportement mécanique des différents spécimens et des fissures réparées, ainsi que pour étudier l'effet d'échelle sur les caractéristiques de la réparation. Pour ce, des études numériques comparatives et approfondies sur des modèles multi-échelles pourront être élaborées sur des spécimens cylindriques de 150mm et 400mm de diamètre, de cube de 1m² de section, ainsi que sur des modèles de barrage.

CONCLUSION

Le barrage Daniel-Johnson présente diverses fissures de localisations, géométries, ouvertures et causes différentes. La réparation de certaines de ces fissures pourrait être réalisable par injection de produit d'époxy dans le but de restaurer l'intégrité structurale. Ce projet de recherche évalue donc la résistance mécanique ainsi que le comportement d'une fissure dans le béton réparée par injection de trois différents produits d'époxy disponible sur le marché (dénommés A, B, C).

De plus, étant donné le manque de données disponibles sur la résistance et le comportement mécanique des fissures de barrage injectées à l'époxy, les modèles d'évaluation de la sécurité de la structure considèrent ainsi dans plusieurs cas, pour les fissures réparées, une résistance à la traction nulle. Cette considération peut donc mener à une réduction du niveau d'exploitation du réservoir.

L'objectif principal du projet est donc de déterminer la résistance mécanique à la traction directe d'une fissure dans le béton réparée par injection d'époxy. Afin d'en arriver à remplir cet objectif, certaines étapes ont dû être réalisées, à savoir :

- Le développement d'un montage et d'une méthode d'essai en traction directe en laboratoire permettant d'abord de tester les spécimens en béton sain et ensuite les spécimens fissurés selon une ouverture prédéterminée et réparés par injection d'époxy.
- L'élaboration d'un programme expérimental permettant de tester plusieurs paramètres d'injection. Ces paramètres d'injection correspondent aux 3 produits d'époxy testés (A, B, C), aux 2 conditions d'humidité de la fissure lors de son injection (sèche et humide) et aux 3 ouvertures (2, 1 et 0 mm) ou un état de contrainte de compression (200kPa) de la fissure lors de son injection.
- Le développement d'une méthode d'injection adéquate permettant d'effectuer en laboratoire la réparation par injection d'époxy de tous les spécimens fissurés.

Les principales conclusions suivantes ont été obtenues du programme expérimental réalisé :

- Les spécimens vierges ont subi une importante fissuration de retrait, empêchant de considérer la résistance de ceux-ci comme étant la résistance à la traction du béton sain et des spécimens.

- Quatre différents types de rupture se sont produits lors des essais effectués sur les spécimens réparés par injection d'époxy; (1) Traction directe, (2) Effet de flexion important, (3) Traces d'époxy non-durci et (4) Traces d'époxy durci.
- Les résistances obtenues ont pu varier en fonction du type de rupture se produisant ainsi que de la qualité de l'injection ayant été effectuée. En règle générale, dans le cas d'une injection adéquate et réussie, la résistance à la traction du spécimen correspond à celle du béton sain, étant donné une rupture hors de la fissure initiale.
- La condition d'humidité de la fissure lors de l'injection a peu d'effet sur la résistance à la traction du spécimen réparé. Seul dans le cas d'un des 3 produits utilisés (A), la résistance des spécimens réparés est légèrement plus faible. Les produits B et C sont donc davantage performants dans une fissure humide que le produit A.
- L'ouverture de la fissure lors de l'injection n'a pas d'effet sur la résistance et la rigidité de la fissure réparée. Les 3 produits utilisés sont suffisamment peu visqueux pour que la finesse de l'ouverture ne soit pas un facteur influent.
- L'état de compression de la fissure n'empêche pas l'injection, mais la pression d'injection doit augmenter fortement pour provoquer l'ouverture suffisante de la fissure pour que le produit pénètre complètement.
- La rigidité en traction d'une fissure réparée par injection d'époxy, dans le cas d'une fissure fine telle qu'étudiée ici (0 à 2 mm), n'est pas tributaire de l'ouverture de celle-ci lors de l'injection. Des rigidités de 0,256 à 0,464 kN/mm/mm² ont été obtenues.

Les résultats de résistances et rigidités obtenus expérimentalement ne peuvent cependant pas être transposés directement au cas de l'injection de fissures de barrages. Des facteurs relatifs aux conditions in-situ, comme les propriétés du béton du barrage et la taille des granulats qu'il incorpore, la mise en œuvre des opérations d'injection, les fuites d'époxy suite à l'injection et la durabilité de la réparation par injection, peuvent influencer fortement le comportement mécanique. Ainsi, la résistance et la rigidité attribuées aux fissures réparées dans les modèles d'évaluation de la sécurité du barrage doit être appliquée en fonction de ces facteurs. Pour ce, des méthodes de contrôle et d'évaluation de la qualité de la réparation par injection peuvent être utilisées, telles que

le carottage du béton réparé ou d'autres essais de nature non-destructive, tel que la tomographie sonique.

Des modèles par éléments finis ont par ailleurs été réalisés dans le logiciel ABAQUS correspondant aux spécimens testés en laboratoire. Ces modèles et analyses visent à :

- Vérifier l'effet des plaques d'acier utilisées sur les spécimens par l'évaluation des conditions frontières aux extrémités du spécimen;
- Étudier la distribution des contraintes de traction dans le spécimen ainsi qu'évaluer la concentration de contraintes de traction induites par la présence de l'encoche;
- Élaborer un modèle numérique de spécimen fissuré et réparé dont le comportement mécanique est représentatif des essais en laboratoire sur les spécimens fissurés et réparés par injection d'époxy.

Les conclusions principales suivantes ont pu être tirées de la modélisation par éléments finis :

- L'utilisation des doubles plaques boulonnées et collées entraîne une très faible concentration de contraintes de traction dans les éléments adjacents aux plaques d'acier collées.
- La présence d'une encoche ou d'un trait de scie vient perturber l'uniformité des contraintes en traction sur la section transversale du spécimen délimitée par l'encoche. Cette concentration de contraintes a pu causer une réduction de la résistance à la traction des spécimens en traction directe testés par rapport à la résistance à la traction réelle du béton sain.

Un modèle de cylindre intégrant une mince couche d'éléments de 2 mm au centre de l'encoche afin de simuler le comportement élastique de la fissure réparée a été conçu. L'attribution à cette couche d'éléments d'un module d'élasticité dérivé du calcul de la rigidité en traction de la fissure obtenu expérimentalement permet de représenter relativement bien le comportement élastique en traction d'une fissure réparée par injection d'époxy.

BIBLIOGRAPHIE

- (2014, Février 10). Récupéré sur QRZ: <http://www.qrz.com/db/OE7XWI>
- ACI Committee 207. (1970). *Mass concrete for dams and other massive structures*. ACI Journal.
- ACI Committee 224. (1984). Causes, evaluation, and repair of cracks in concrete structures. *ACI*, 453-474.
- Afnor. (2004). *Norme NF EN 12618-1 Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton - Méthodes d'essai - Partie 1: capacité d'adhérence et d'allongement des produits d'injection à ductilité limitée*. Afnor.
- Bremen, R. (2004). *Utilisation de résines époxy pour l'assainissement de barrages en béton*. Minusio: Lombardi SA, Ingénieurs-Conseils.
- Bremen, R. (2008). *High pressure cement based grouts*. Lombardi Engineering Ltd.
- Bruce, D. A., & De Porcellinis, P. (1989). The RODUR Process of Concrete Dam Repair: a Recent Case History. *Proceedings of the Fourth International Conference on Structural Faults and Repair*, (pp. 63-77). Londres.
- Bruce, D. A., & De Porcellinis, P. (1991, Juillet). Sealing cracks in concrete dams to provide structural stability. *Civil Works*, 116-124.
- Brüwhiler, E. (1990). Fracture of mass concrete under simulated seismic action. *Dam Engineering*, 1(3), 153-176.
- Bureau of reclamation technical service center. (2003). *State-of-practice for the non-linear structural analysis of dams at the Bureau of reclamation*. Denver.
- Comité suisse des barrages. (2000, Septembre). Le béton des barrages suisses: expériences et synthèses. *Eau, énergie, air*, pp. 205-233.
- Craig, R. R. (2000). *Mechanics of Materials*. John Wiley & Sons.
- Dolen, T. P. (2011). 21st Century Dam Design - Advances and Adaptations. *21st Century Dam Design - Advances and Adaptations - 31st Annual USSD Conference*, (pp. 227-243). San Diego.

- Dontsi Maken, D. (2012). *Fissuration thermomécanique des barrages en béton soumis aux variations saisonnières de température en régions nordiques*. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- Dontsi-Maken, D., Léger, P., & Roth, S.-N. (s.d.). Seasonal Thermal Cracking of Concrete Dams in Northern Regions. *Journal of Performance of Constructed Facilities*.
- Gallagher, S. (2012). *Mechanical Resistance of cracked dam mass concrete repaired by grouting: an experimental study*. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- Gravel, C., & Ballivy, G. (2009). *Barrage Manic 5: Étude du comportement au cisaillement*. Université de Sherbrooke, Sherbrooke.
- Houlsby, A. C. (1990). *Construction and Design of Cement Grouting*. New York: John Wiley & Sons.
- ICOLD. (2008, mars). The physical properties of hardened conventional concrete in dams. *ICOLD Bulletin*, p. 262.
- Iglesias, F. R., & Almagro, P. M. (2011). Reinyección a alta presión con resinas epoxi viscosas de las juntas verticales de la presa de Susqueda. Dans R. G. al. (Éd.), *International Congress on Dam Maintenance and Rehabilitation* (pp. 1005-1013). Zaragoza: Taylor & Francis Group.
- Issa, C. A., & Debs, P. (2007, Janvier). Experimental study of epoxy repairing of cracks in concrete. *Construction and Building Materials*, 21(1), 157-163.
- Kim, J. J., & Taha, M. R. (2014). Experimental and Numerical Evaluation of Direct Tension Test for Concrete Specimens. *Advances in Civil Engineering*, 2014, 1-8. doi:10.1155/2014/156926
- Lapointe, R. (1997). *Contribution à l'étude des méthodes d'injection des fissures dans le béton*. Mémoire de maîtrise, Université McGill, Montréal.
- Le Delliou, P. (2003). *Les barrages: conception et maintenance*. Lyon: Presses universitaires de Lyon.
- Léger, P. (2005). *Dam Compendium*. École Polytechnique de Montréal, Montréal.

- Lin, W.-T., Cheng, A., Huang, R., & Cheng, T.-C. (2013). A method for testing the strength of concrete using uniaxial direct tension. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 26(3), 295-303.
- Lombardi, G. (2008, Juin). Misunderstanding of GIN confirmed. *Geotechnical News*, 26(2), 57-64.
- Lombardi, G., & Deere, D. (1993). Grouting design and control using the GIN principle. *International water power & dam construction*, 15-22.
- Massicotte, B. (2011). Notes de cours CIV3504 - Conception de structures en béton armé.
- Mirza, J., Saleh, K., M., L., Mirza, S., Bhutta, M., & Tahir, M. (2013, Octobre). Properties of microfine cement grouts at 4 °C, 10 °C and 20°C. *Construction and Building Materials*, 47, 1145-1153.
- Raphael, J. M. (1984, Mars-Avril). Tensile strength of concrete. *ACI Journal*, 81(2), 158-165.
- Roberge, M. (1998). *Utilisation des éléments distincts pour évaluer la réponse hydromécanique des barrages en béton et simuler l'injection des fissures*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.
- Schöberl, P. (1996). Crack Sanitation at Zillergründl Arch Dam. *Repair and Upgrading of Dams* (pp. 53-61). Stockholm: Sam Johansson & Malte Cedeström.
- Silvano, R., Frongia, F., Lombardi, G., Foti, M., Ciciotti, F., & Gallavresi, F. (1997). Rehabilitation of the Flumendosa arch dam by epoxy grouting. *International Journal on Hydropower and Dams*, 4(6), 63-67.
- Silvano, R., Frongia, F., Mondada, A., & Piazza, A. (1997). Repair Works at Flumendosa Arch Dam. *Dix-neuvième Congrès des Grands Barrages* (pp. 525-538). Florence: Commission Internationale Des Grands Barrages.
- Trout, J. (1997). *Epoxy injection in construction*. The Aberdeen Group.
- Tu, L., & Kruger, D. (1996, Janvier-Février). Engineering properties of epoxy resins used as concrete adhesives. *ACI Materials Journal*, 93(1), 26-35.

- US Army Corps of Engineers. (1992). *CRD-C 164-92 Standard Test Method for Direct Tensile Strength of Cylindrical Concrete or Mortar Specimens*. Norme.
- Wang, H., & Song, Y. (2009, Mars). Behavior of mass concrete under biaxial compression-tension and triaxial compression-tension-tension. *Materials and Structure*, 42(2), 241-249.
- Wang, H., & Song, Y. (2009, Août). Biaxial compression behaviour of different aggregate graded concrete. *Magazine of Concrete Research*, 61(6), 457-563.
- Weaver, K. (1991). *Dam foundation grouting*. New York: American Society of Civil Engineers.
- Zheng, W., Kwan, A. K., & Lee, P. K. (2001, Janvier-Février). Direct Tension Test of Concrete. *ACI Materials Journal*, 98(1), 63-71.

ANNEXE 1 – Essais en traction directe sur spécimens de béton cylindriques avec trait de scie

Lors de la réalisation des spécimens avec encoches, la présence d'importantes fissures de retrait a été constatée et une faible résistance à la traction directe des spécimens vierges en a résulté. Il a alors été décidé d'effectuer des essais supplémentaires avec le même montage expérimental sur trois spécimens cylindriques de mêmes dimensions que pour les spécimens du programme expérimental réalisé, mais avec un trait de scie circulaire de ½'' de profondeur et d'épaisseur de ¼'' au lieu de l'encoche. Les encoches avaient été introduites pour (1) favoriser la localisation du plan de fissure à un endroit pré déterminé, et (2) faciliter le scellement de la fissure avant l'injection.

Ces essais supplémentaires ont été réalisés afin de satisfaire plusieurs objectifs, à savoir :

- Vérifier la validité du montage expérimental utilisé pour la réalisation d'un essai en traction directe sur spécimen cylindrique sans fissure de retrait;
- Vérifier la résistance à la traction obtenue par cet essai en traction directe (béton vierge) et comparer cette valeur à f'_c ;
- Élaborer et évaluer une méthode alternative pour la fissuration des spécimens vierges dans un programme expérimental futur.

Les Figure 86 et Figure 87 illustrent respectivement le spécimen cylindrique avec trait de scie utilisé ainsi que le montage expérimental, soit le même que pour les essais du programme expérimental du projet.

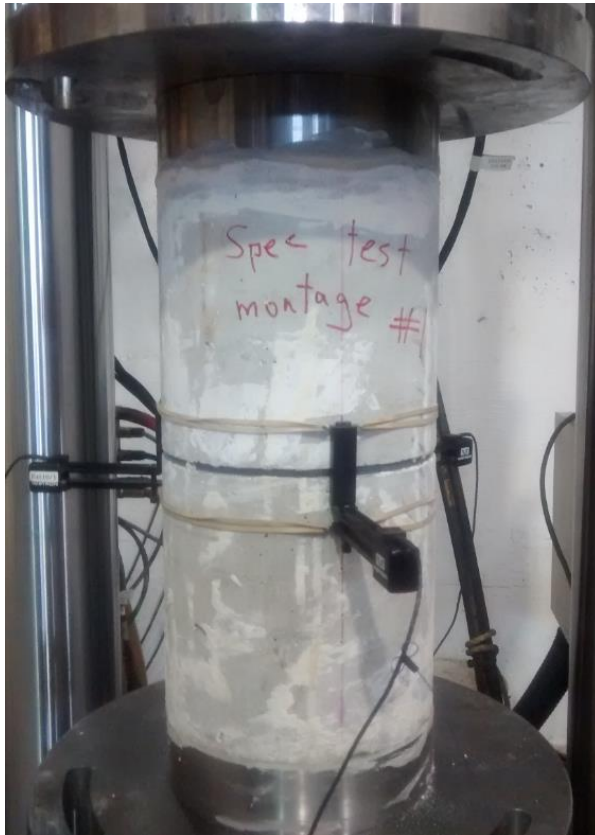


Figure 86 : Spécimen cylindrique avec trait de scie pour les essais supplémentaires



Figure 87 : Montage d'essai pour les essais supplémentaires

Le béton utilisé pour la fabrication des trois cylindres testés présente les caractéristiques suivantes :

Tableau 16 : Caractéristiques du béton des spécimens d'essais supplémentaires

f'_c	E	ν	f_t estimé
41,6 MPa	26149 MPa	0,199	2,9 MPa

La résistance à la traction est estimée ici de la même façon que pour les spécimens du programme expérimental effectué, c'est-à-dire en considérant une valeur de 7% de la valeur de la résistance à la compression du béton utilisé.

Le Tableau 17 et la Figure 90 présentent respectivement les efforts à la rupture ainsi que les courbes forces-déplacements et contraintes-déplacements des extensomètres lors des essais.

Tableau 17 : Force et contrainte de traction à la rupture des essais supplémentaires

<i>Spécimen</i>	<i>Force de traction à la rupture (kN)</i>	<i>Contrainte de traction à la rupture (MPa)</i>
Spécimen Test no1	24,68	1,95
Spécimen Test no2	29,40	2,32
Spécimen Test no3	29,47	2,33

La Figure 88 et la Figure 89 illustrent la fissuration typique des spécimens suite aux essais supplémentaires en traction directe.



Figure 88 : Fissure du spécimen no1 suite à l'essai supplémentaire



Figure 89 : Fissure du spécimen no1 suite à l'essai supplémentaire

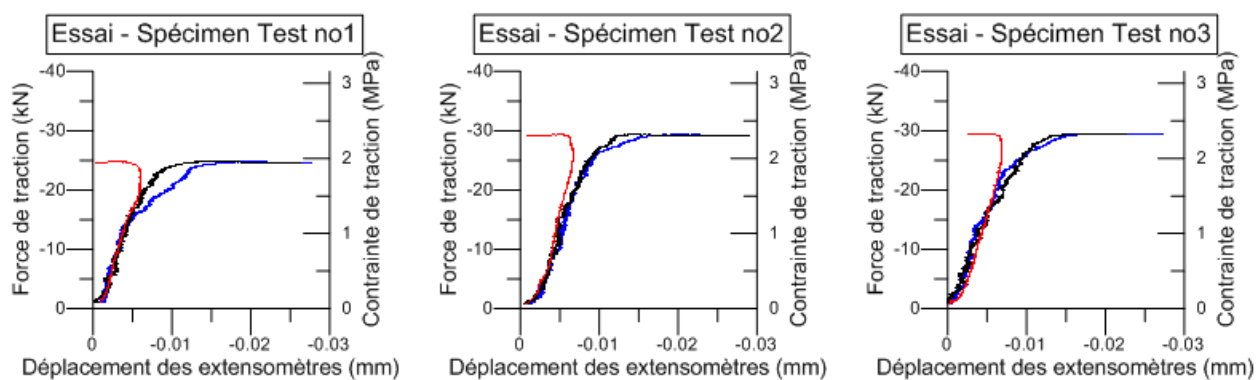


Figure 90 : Courbes forces-déplacements et contraintes-déplacements des extensomètres des essais supplémentaires

D'abord, au niveau du comportement en déformation des spécimens, les essais supplémentaires présentent la même conclusion que les essais sur spécimens réparés du programme expérimental.

On observe un comportement uniforme et équivalent des 3 extensomètres jusqu'à un certain pourcentage de la charge de rupture. Ensuite, une nette divergence des déplacements illustrant une flexion relativement importante est observée. Il peut donc en être conclu que le comportement du spécimen est représentatif d'une traction directe au début de l'essai, et que le comportement de flexion est tributaire, comme discuté au chapitre 3 et représenté à la Figure 67, de la présence de faiblesses dans le béton non-homogène. Ces faiblesses modifient l'uniformité de la rigidité de la section lorsqu'un certain pourcentage de la charge de rupture est atteint.

La résistance à la traction obtenue par ces essais est inférieure à celle supposée précédemment, et correspond plutôt à environ 5% de la valeur de la résistance à la compression. Cette valeur diminuée est peut-être due à l'importance du comportement en flexion à la fin de l'essai.

Conséquemment, afin de pouvoir comparer la résistance à la traction d'un spécimen fissuré réparé par injection avec sa résistance initiale, la méthode du trait de scie pourrait être envisagée. Cependant, il est nécessaire de prendre les mesures en conséquence afin d'assurer une réparation par injection adéquate, sans que l'époxy ne se rende au-delà de la fissure, soit dans le trait de scie. Il pourrait être possible de mettre un matériau de remplissage et étanche dans le trait de scie, comme par exemple un silicone, qui limiterait l'époxy à la fissure seulement, permettant ainsi d'éviter un biais à la hausse de la résistance.